

**UFSC - UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA**  
**PPGEC - PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**PROPRIEDADES MECÂNICAS RESIDUAIS APÓS INCÊNDIO DE  
CONCRETOS USADOS NA CONSTRUÇÃO CIVIL NA GRANDE  
FLORIANÓPOLIS**

Dissertação apresentada ao  
Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade  
Federal de Santa Catarina, como  
parte dos requisitos necessários para  
a obtenção do título de Mestre em  
Engenharia Civil.

**Florianópolis**  
**2009**

**PROPRIEDADES MECÂNICAS RESIDUAIS APÓS INCÊNDIO DE  
CONCRETOS USADOS NA CONSTRUÇÃO CIVIL NA GRANDE  
FLORIANÓPOLIS**

**DAIANE DOS SANTOS DA SILVA**

**Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da  
Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos necessários  
para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.**

**Área de Concentração: Estruturas**

**Orientadora: Prof. Poliana Dias de Moraes, Dr.**

**Florianópolis  
2009**

**PROPRIEDADES MECÂNICAS RESIDUAIS APÓS INCÊNDIO DE CONCRETOS  
USADOS NA CONSTRUÇÃO CIVIL NA GRANDE FLORIANÓPOLIS**

**DAIANE DOS SANTOS DA SILVA**

Dissertação julgada adequada para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC da Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.

---

Prof. Glicério Trichês – Coordenador do PPGEC

---

Prof. Poliana Dias de Moraes, Dr. – Orientadora

COMISSÃO EXAMINADORA:

---

Prof. Ivo José Padaratz, Ph.D. – ECV/UFSC

---

Prof. João Paulo Correia Rodrigues, Dr. – (Universidade de Coimbra)

---

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ph.D.



## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço, em primeiro lugar, a DEUS, que tem se feito presente em todos os momentos de minha vida e sem o qual nada seria possível.

Aos meus queridos pais, Valdomiro e Dorací, por todo amor, dedicação e confiança que sempre depositaram em mim e principalmente por sonharem este sonho juntamente comigo e apoiarem-me na caminhada em realização de mais esta conquista.

Ao meu noivo Fred, que muito me apoiou e me ajudou. Não tenho palavras para expressar minha gratidão. Você foi indispensável nesta caminhada.

Aos meus irmãos Juninho e Jane Márcia, e a todos de minha família, pelo carinho, dedicação e confiança.

Ao meu primo Jalmir que me recebeu com muito carinho em sua casa durante a fase inicial deste trabalho.

Aos Professores Poliana Dias de Moraes e Roberto Caldas de Andrade Pinto, pela orientação dispensada, pela compreensão e permanente disponibilidade no transcorrer desta dissertação.

Ao Professor da Universidade de Coimbra, Dr. João Paulo Correia Rodrigues pelas suas grandes sugestões que contribuíram e enriqueceram este trabalho.

Aos amigos de ontem e de sempre e aqueles que surgiram ao longo deste período, especialmente a Silvana, Mário, Diego e Maísa.

As minhas queridas e sempre amigas Gissele Tavares e Greice Cadorim que me presentearam com carinho, atenção, confiança, paciência e muito bom humor, contribuindo muito para suavizar e tornar mais belo o caminho percorrido.

A todos os colegas de mestrado, professores e membros do GPEND (Grupo de Pesquisa em Ensaios Não Destrutivos).

A concreteira Polimix, pela doação dos agregados e cimento utilizados na confecção dos concretos.

Ao apoio financeiro do CNPQ, através da concessão de bolsa.

Aos funcionários do Laboratório de Materiais de Construção Civil e ao Laboratório de Experimentação em Estruturas da UFSC, em especial aos técnicos Roque e Edilson, pela cordialidade com que sempre me trataram, pelos serviços prestados durante a preparação e execução dos ensaios e também pelos cafezinhos preparados pelo querido Roque.

**“Se você é capaz de crer,  
DEUS é capaz de fazer”.**

## RESUMO

O concreto apresenta bom desempenho termo-mecânico quando submetido à ação do fogo. No entanto, quando exposto a uma ação prolongada, está sujeito a apresentar problemas tais como a diminuição da resistência e da rigidez devido à deterioração das propriedades dos materiais que o compõem. As altas temperaturas produzem mudanças físicas e químicas no concreto. As mudanças químicas ocorrem devido à desidratação da pasta de cimento, sendo as mudanças físicas devido às variações volumétricas que ocorrem nos agregados ocasionando fissuração. O objetivo desta pesquisa é avaliar a influência da temperatura de aquecimento nas propriedades residuais de concretos usados na construção civil na Grande Florianópolis. Quatro grupos foram aquecidos a temperaturas de 300, 500, 700 e 900 °C durante 2h e 30 min., e resfriados por 24 horas, sendo após ensaiados e 1 grupo consistia no grupo de controle. As propriedades físico-mecânicas dos corpos-de-prova de concreto avaliadas neste trabalho foram: massa, resistência à compressão axial, módulo de elasticidade e velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos. Para avaliar as mudanças nas propriedades mecânicas destes concretos foram utilizados os ensaios de compressão axial e ultra-som. Os resultados indicam que a temperatura afeta de forma significativa as propriedades físico-mecânicas dos concretos estudados, ocasionando perda de massa, redução da resistência à compressão axial e do módulo de elasticidade e da velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos.

Palavras chave: concreto; altas temperaturas; propriedades residuais; ultra-som;

## **ABSTRACT**

The thermo-mechanical behavior of concrete when subjected to the action of fire is good. However, when exposed to a prolonged action, it is subject to present problems such as decreased strength and stiffness due to the deterioration of the properties of the materials which compose it. High temperatures produce physical and chemical changes in concrete. Chemical changes occur due to dehydration of cement paste, and the physical changes due to volume changes that occur in aggregates causing cracking. The objective of this research is to determine the influence of heating temperature on the residual properties of concrete used in construction in Florianópolis. Four groups were heated to temperatures at 300, 500, 700 and 900°C for 2 hours and 30 minutes and cooled for 24 hours after the test and one of them was the control group. The physical-mechanical properties of the specimens concrete evaluated in this study were: mass, axial compression strength, modulus of elasticity and propagation speed of ultrasonic pulses. To assess changes in mechanical properties of concrete were used axial compression tests and ultrasound. The results indicate that temperature affects significantly the physical-mechanical properties of concrete, causing weight loss, reduction axial compression strength, reduction of the modulus of elasticity and the speed of propagation of ultrasonic pulses.

keywords: concrete, high temperature, residual properties, ultrasound.



## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	15
1.1	JUSTIFICATIVA.....	17
1.2	OBJETIVOS.....	18
1.2.1	<b>Objetivo Geral .....</b>	<b>18</b>
1.2.2	<b>Objetivos Específicos .....</b>	<b>18</b>
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	19
2.1	INCÊNDIO .....	19
2.1.1	<b>Incêndio real.....</b>	<b>19</b>
2.1.2	<b>Incêndio padrão .....</b>	<b>20</b>
2.1.3	<b>Incêndio natural .....</b>	<b>21</b>
2.2	MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR .....	22
2.3	PROPRIEDADES DO CONCRETO.....	23
2.3.1	<b>Concreto em temperaturas elevadas.....</b>	<b>23</b>
2.4	ENSAIOS NÃO-DESTRUTIVOS (END) .....	43
2.4.1	<b>Tipos de ensaios não-destrutivos.....</b>	<b>44</b>
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	53
3.1	MATERIAIS .....	53
3.2	AMOSTRAS E CORPOS-DE-PROVA.....	53
3.3	CURA DOS CORPOS-DE-PROVA .....	55
3.4	AQUECIMENTO DOS CORPOS-DE-PROVA .....	55
3.5	DETERMINAÇÃO DA PERDA DE MASSA.....	58
3.6	VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DOS PULSOS ULTRA-SÔNICOS.....	59
3.7	MÓDULO DE ELASTICIDADE E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL .....	60
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES .....	64
4.1	CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES.....	64
4.1.1	<b>Concreto à temperatura ambiente .....</b>	<b>65</b>
4.2	LASCAMENTO OU “SPALLING” .....	66
4.3	PERDA DE MASSA .....	67
4.4	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL .....	70
4.5	MÓDULO DE ELASTICIDADE .....	74
4.6	VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DOS PULSOS ULTRA-SÔNICOS .....	77
4.7	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL, MÓDULO DE ELASTICIDADE E VELOCIDADE DO ULTRA-SOM	82
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	88
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	90
	ANEXOS.....	97
	ANEXO 1 .....	98
	ANEXO 2 .....	101

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Curva temperatura-tempo de um incêndio real. ....	20
Figura 2 – Curvas-padrão de incêndio. ....	21
Figura 3 – Curva temperatura-tempo: incêndio natural. ....	22
Figura 4 – Modos de transferência de calor: condução, convecção e radiação. ....	23
Figura 5 – Fator da redução da resistência à compressão axial do concreto. ....	34
Figura 6 – Fator da redução da resistência do concreto produzido com agregados silicosos. ....	35
Figura 7 – Fator da redução da resistência do concreto produzido com agregados carbonáticos. ....	35
Figura 8 – Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura. ....	36
Figura 9 – Relações tensão-deformação para o concreto em temperatura elevada. ....	37
Figura 10 – Expansão térmica do concreto em altas temperaturas. ....	38
Figura 11 – Condutividade térmica do concreto em altas temperaturas. ....	40
Figura 12 – Calor específico volumétrico de concretos de peso normal e de concretos leves. ....	41
Figura 13 – Calor específico para concretos produzidos com agregados leves, silicosos e carbonáticos. ....	41
Figura 14 – Massa específica de concretos produzidos com agregados silicosos. ....	43
Figura 15 – Diagrama típico de um equipamento de ultra-som. ....	47
Figura 16 – Três tipos de transmissão de pulso. ....	48
Figura 17 – Relação resistência residual/velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos para o concreto após incêndio. ....	49
Figura 18 – Efeito da temperatura na velocidade dos pulsos ultra-sônicos para o concreto após incêndio. ....	50
Figura 19 – Trajetória de percurso do pulso ultra-sônico na superfície de um concreto aquecido. ....	52
Figura 20 – Ultra-som em elementos de concreto danificados por incêndio (método indireto) ....	52
Figura 21 - Curva de aquecimento. ....	56
Figura 22 - Mufla utilizada para aquecimento dos corpos-de-prova cilíndricos. ....	57
Figura 23 - Tela moeda utilizada no dispositivo de proteção da mufla. ....	58
Figura 24 - Equipamento de ultra-som. ....	59
Figura 25 - <b>(a)</b> Posicionamento do transdutor no corpo-de-prova; <b>(b)</b> Gabarito para posicionamento do transdutor no corpo-de-prova. ....	60
Figura 26 - Preparação do corpo-de-prova para o ensaio de módulo de elasticidade e resistência à compressão axial. ....	61
Figura 27 - Corpo-de-prova na prensa no momento do ensaio de módulo de elasticidade e resistência à compressão axial. ....	61
Figura 28 – Curva típica tensão x deformação. ....	63
Figura 29 - Resistência à compressão axial das amostras. ....	65
Figura 30 - Efeito de lascamento nos corpos-de-prova aquecidos. ....	67
Figura 31 - Massa para concretos do grupo C28. ....	68
Figura 32 - Massa para concretos do grupo C35. ....	68
Figura 33 - Resistência à compressão axial dos concretos do grupo C28. ....	70

Figura 34 - Resistência à compressão axial dos concretos de classe C35.....	71
Figura 35 - Fator de redução da resistência à compressão axial em função da temperatura.....	73
Figura 36 - Correlação da resistência à compressão axial com a temperatura (C28)...	74
Figura 37 - Correlação da resistência à compressão axial com a temperatura (C35)...	74
Figura 38 - Módulo de elasticidade do grupo de concreto C28 .....	75
Figura 39 - Módulo de elasticidade do grupo de concreto C35. ....	75
Figura 40 - Fator de redução do módulo de elasticidade. ....	77
Figura 41 - Velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos nos concretos do grupo C28.....	78
Figura 42 - Velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos nos concretos do grupo C35.....	78
Figura 43 - Fator de redução médio da velocidade em função da temperatura. ....	80
Figura 44 - Velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos dos concretos do grupo C28.....	81
Figura 45 - Velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos dos concretos do grupo C35.....	81
Figura 46 - Correlação da velocidade com o $f_c$ para o grupo de concretos C28. ....	82
Figura 47 - Correlação da velocidade com o $f_c$ para o grupo de concretos C35. ....	83
Figura 48 - Correlação da redução da velocidade com a redução do $f_c$ para o grupo de concretos C28. ....	84
Figura 49 - Correlação da redução da velocidade com a redução do $f_c$ para o grupo de concretos C35. ....	84
Figura 50 - Correlação da velocidade com o E para o grupo de concretos C28. ....	85
Figura 51 - Correlação da velocidade com o E para o grupo de concretos C35. ....	85
Figura 52 - Correlação da redução da velocidade com a redução do E para o grupo de concretos C28. ....	86
Figura 53 - Correlação da redução da velocidade com a redução do E para o grupo de concretos C35. ....	86

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Transformações sofridas por pastas de cimento durante o processo de aquecimento.....	26
Tabela 2 – Mudança na coloração do concreto aquecido. ....	30
Tabela 3 – Valores de condutividade térmica para concretos com diferentes tipos de agregado. ....	39
Tabela 4 – Valores de difusividade térmica para concreto com diferentes agregados graúdo. ....	42
Tabela 5 - Amostras e corpos-de-prova para ensaio. ....	54
Tabela 6 - Traços estudados.....	55
Tabela 7 - Programa de aquecimento. ....	56
Tabela 8 - Resultados .....	64
Tabela 9 - Número de corpos-de-prova com lascamento .....	66
Tabela 10 - Valores de massa obtidos nos diversos níveis de temperatura (C28 e C35). ....	69
Tabela 11 - Valores de resistência obtidos nos diversos níveis de temperatura (C28 e C35). ....	72
Tabela 12 - Valores de E obtidos nos diversos níveis de temperatura (C28).....	76
Tabela 13 - Valores de velocidade obtidos nos diversos níveis de temperatura (C28 e C35). ....	79

## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

<i>ASTM</i>	American Society for Testing and Materials
<i>ACI</i>	<i>American Concrete Institute</i>
<i>c</i>	Calor específico
<i>CEB</i>	<i>Comité Euro-Internacional du Beton</i>
CH	Hidróxido de cálcio
C-S-H	Silicato de cálcio hidratado
CaO	Óxido de cálcio
CO <sub>2</sub>	Dióxido de carbono
CaCO <sub>3</sub>	Carbonato de cálcio
C <sub>2</sub> S	Silicato dicálcico
E	Módulo de elasticidade do concreto
<i>E<sub>d</sub></i>	Módulo de elasticidade dinâmico;
<i>EN-ISO</i>	European Committee for Standardization
<i>f</i>	Frequência da onda
<i>f<sub>c</sub></i>	Resistência à compressão axial do concreto
FeS <sub>2</sub>	Sulfeto de ferro
<i>GPEND</i>	Grupo de Pesquisas em Ensaios Não-Destrutivos
<i>GTEC</i>	Grupo de Tecnologia em Materiais e Componentes à Base de Cimento Portland
<i>k</i>	Condutividade térmica
<i>L</i>	Distância entre transdutores
<i>m</i>	Massa
<i>NBR</i>	Norma Brasileira
<i>pm</i>	Perda de massa;
<i>PUNDIT</i>	Portable Ultrasonic Non Destructive Indicating Tester

<i>RILEM</i>	Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur le Matériaux et les Constructions
$\text{SiO}_2$	Dióxido de silício
T	Temperatura (°C)
t	Tempo
V	Velocidade do pulso
°C	Graus Célcios
$\kappa$	Difusividade térmica
$\rho$	Massa específica
$\lambda$	Comprimento da onda
$\nu$	Coefficiente de Poisson dinâmico
$\neq$	Abertura da malha da peneira

## 1 INTRODUÇÃO

É conhecido o bom desempenho ao fogo das estruturas de concreto, devido à sua natureza e às dimensões dos elementos estruturais empregados. De acordo com Costa e Pignatta (2002), o fato do concreto ser incombustível, possuir baixa condutividade térmica e não exalar gases tóxicos quando aquecido o torna vantajoso do ponto-de-vista da segurança contra incêndio. Porém o concreto sofre danos que podem causar perdas significativas na sua capacidade resistente.

A ação de altas temperaturas em estruturas de concreto armado pode afetar suas propriedades macro e micro estruturais. Nas propriedades macro-estruturais destacam-se deformações excessivas, lascamentos explosivos que, por sua vez, ocasionam a perda de secção resistente, fissuras, redução da resistência à tração e à compressão, e também a redução do módulo de elasticidade do concreto (HARMATHY, 1995; POON, 2001; COSTA e PIGNATTA, 2002; HERTZ, 2003; LIMA, 2005; COSTA e PIGNATA, 2006; RAMOS, 2002).

Nas propriedades micro-estruturais, a exposição ao calor elevado conduz a uma série de reações químico físicas nos materiais que acabam modificando suas propriedades físico-mecânicas. Segundo Ramos (2002), ao ser aquecido, o concreto pode sofrer alteração em sua coloração e, por ser confeccionado por diferentes materiais, ocorrem comportamentos diferenciados entre seus constituintes. Isto pode provocar o surgimento de tensões internas, macro ou micro fissuras e deslocamentos ou lascamentos em grandes e pequenas proporções, que por sua vez, podem comprometer a estabilidade estrutural da edificação.

A estabilidade estrutural de uma edificação é assegurada por meio de projetos estruturais realizados adequadamente. Neles devem ser consideradas a natureza do incêndio, a seqüência de etapas possíveis no desenvolvimento do incêndio em um edifício, as ações térmicas, as ações de outra natureza e as propriedades mecânicas do material. As ações térmicas podem gerar tensões térmicas e degradação das propriedades mecânicas dos materiais de construção. Dessa forma, o conhecimento das mudanças ocorridas nas propriedades físico-químicas das estruturas de concreto em situação de incêndio e pós-incêndio se torna um fator importantíssimo para nortear e embasar os projetistas de estruturas. Diante deste contexto fica clara a necessidade de projetos que considerem a ação do fogo nas estruturas para que, em uma situação

de incêndio, garanta-se a estabilidade estrutural, permitindo assim a evacuação dos ocupantes e evitando o comprometimento das estruturas vizinhas.

Embora desabamentos catastróficos envolvendo estruturas de concreto sejam raros (FLEISCHMANN e BUCHANAN, 2002), após um incêndio é necessário realizar uma avaliação da edificação para se constatar o tipo do dano e a resistência residual dos elementos estruturais, como foi feito em 2007 na avaliação do edifício do Supermercado Rosa, localizado na praia dos Ingleses em Florianópolis - SC.

Nesta avaliação, foi desenvolvido um programa experimental pelos grupos de pesquisa da Universidade Federal de Santa Catarina (GTEC e GPEND) para avaliar a resistência residual da estrutura do supermercado incendiado e que contou com a participação do autor dessa dissertação, sendo que foi utilizada a técnica de ultra-som. Foram realizados ensaios de velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos nos elementos estruturais atingidos pelo fogo e também nos elementos íntegros. A partir desses dados pode-se fazer uma análise qualitativa, comparando-se a velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos nos elementos de concreto degradados em relação aos elementos não atingidos pelo fogo. Posteriormente, foram extraídos corpos-de-prova testemunhos, onde foi correlacionada a velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos com as propriedades mecânicas (resistência à compressão axial e módulo de elasticidade). Ao final do trabalho foi possível constatar que a temperatura reduziu consideravelmente a velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos.

Desta forma, é possível constatar que entre os vários métodos e ensaios que podem ser utilizados para avaliar e diagnosticar estruturas de concreto sinistradas por incêndio, o ultra-som apresenta um grande potencial para este tipo de análise (BENEDETTI, 1998; COLOMBO e FELICETTI, 2007). A técnica de ensaio de ultra-som já é bastante difundida na Engenharia Civil. Com ela é possível mapear as zonas mais danificadas do material, através de uma análise comparativa, tomando como referencial as medições de velocidade dos pulsos ultra-sônicos obtidos para o concreto das zonas sãs ou pouco afetadas pelo sinistro (DORNELLES, PINTO e PADARATZ, 2004 e 2005; SOARES, PADARATZ e PINTO, 2006; PINTO *et al.* 2006; TRICHÊS, PINTO e SILVA, 2007).



## 1.1 JUSTIFICATIVA

Este estudo permitirá determinar a influência da temperatura nas propriedades físico-mecânicas do concreto em situação similar às de incêndio. Estas informações são essenciais para o dimensionamento seguro de estruturas e também para a avaliação da capacidade resistente de elementos em situação pós-incêndio.

Do ponto-de-vista da Engenharia, após a estrutura ser incendiada, é necessário determinar se ela será recuperada ou se deverá ser demolida. Esta decisão somente poderá ser tomada a partir de informações sobre as propriedades mecânicas do concreto afetado pelo incêndio e pela determinação da extensão dos danos. Estes dados podem ser obtidos a partir de uma avaliação por métodos não-destrutivos, tais como a velocidade de propagação de pulsos ultra-sônicos.

De acordo com Lima *et al.* (2005), por meio do ensaio de velocidade de propagação de pulsos ultra-sônicos é possível estimar as propriedades mecânicas residuais de uma estrutura sinistrada, sem provocar danos à mesma. Este método tem ainda, como vantagem, o baixo custo, a rapidez de execução e a possibilidade de repetição de ensaios no mesmo local, permitindo o acompanhamento das variações das propriedades no tempo.

A partir deste trabalho, será possível determinar as alterações na resistência à compressão axial, módulo de elasticidade, massa e velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos em concretos de dois grupos de resistência quando os mesmos são submetidos a vários níveis de temperatura, podendo-se assim correlacionar a perda de capacidade resistente com o aumento da temperatura. Este estudo poderá servir de referência para futuras investigações em estruturas sinistradas na região da grande Florianópolis, pois os agregados utilizados são os mesmos utilizados pelas concreteiras da região.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo principal deste trabalho é avaliar a influência da temperatura na resistência residual de concretos usuais empregados na construção civil, na região da grande Florianópolis submetidos a altas temperaturas por meio de ultra-som e ensaios de compressão axial.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos deste projeto são:

- verificar a possível alteração de massa dos diferentes concretos quando submetidos às altas temperaturas;
- analisar a influência de altas temperaturas na resistência à compressão axial;
- analisar a influência de altas temperaturas no módulo de elasticidade dos concretos;
- verificar as alterações na velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos dos concretos aquecidos nos diferentes níveis de temperatura;
- verificar a potencialidade do ultra-som em quantificar perdas de propriedades mecânicas em diferentes amostras de concreto submetidas a altas temperaturas;
- obter curvas de correlação das propriedades físico-mecânicas do concreto com a temperatura;

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 INCÊNDIO

#### 2.1.1 Incêndio real

O fogo é uma reação química, geralmente de oxidação, na qual intervem um combustível, um comburente, uma fonte de calor e a reação em cadeia, formando o tetraedro ou quadrado do fogo. Os materiais denominados combustíveis são aqueles que alimentam o fogo e servem para a sua propagação, aumentando ou diminuindo sua faixa de ação. No caso de materiais sólidos ou líquidos, os mesmos necessitam inicialmente ser transformados em gases, para depois se combinarem com o comburente, que é o elemento ativador do fogo, em geral o oxigênio.

O incêndio real compartimentado apresenta quatro estágios básicos: as fases de ignição, de aquecimento, desenvolvimento pleno e resfriamento (Figura 1) e pode ser representado por vários modelos.

A ignição é a fase que representa o início da inflamação, com crescimento gradual de temperatura, quase sem influência das características do compartimento (aberturas, material da compartimentação, etc.) e sem risco à vida humana ou ao patrimônio por colapso estrutural. Esse estágio termina no instante conhecido por inflamação generalizada (*flashover*), que é o momento em que toda a carga combustível presente no ambiente entra em combustão. Se as medidas de proteção ativa forem eficientes, o fogo é extinto rapidamente e, portanto, não há necessidade de verificação estrutural (COSTA, 2002).

A fase de aquecimento é caracterizada pelo aumento rápido de temperatura. Nesse estágio, todo o material combustível no compartimento entra em combustão e a temperatura dos gases quentes é superior a 300 ° (COSTA, 2002).

A fase desenvolvimento pleno é a fase do incêndio em que todo o ambiente encontra-se em combustão.

A fase de resfriamento é caracterizada pela redução gradual de temperatura após o consumo e a queima de todo o material combustível durante a fase de aquecimento.

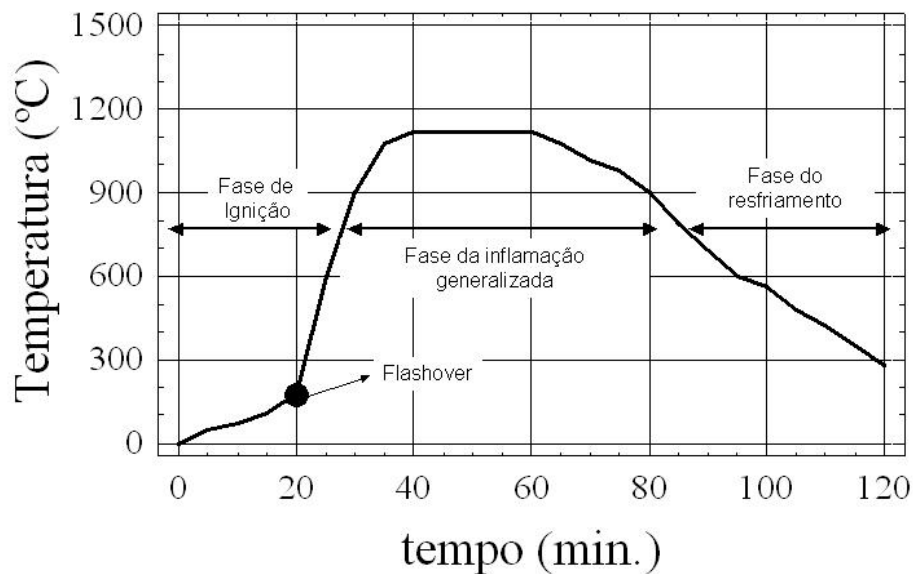


Figura 1 – Curva temperatura-tempo de um incêndio real.  
Fonte: Berto (1988) e Odeen (1985).

Cada incêndio possui características próprias de desenvolvimento e transferência de calor, em função das características do cenário de incêndio (distribuição e tipo de carga de incêndio, áreas de ventilação e características físicas e térmicas dos materiais dos elementos de compartimentação, etc).

A temperatura máxima nos incêndios em edificações oscila entre 500 e 1200 °C, sendo o tempo de aquecimento de 10 a 45 minutos, dependendo da área de ventilação, geometria do compartimento incendiado e quantidade de material combustível. Quanto à duração do fogo, a mesma pode variar de alguns minutos a poucas horas (FAKURY, SILVA e LAVALL, 2002 apud LIMA, 2005).

### 2.1.2 Incêndio padrão

O incêndio-padrão é o modelo de incêndio para o qual se admite que a temperatura dos gases do ambiente em chamas segue uma taxa de elevação de temperatura pré-definida, cujo objetivo é reproduzir a fase de aquecimento de um incêndio compartimentado.

As curvas-padrão de incêndio mais conhecidas são a ISO 834 (1999) e a ASTM E119 (1918). As normas brasileiras NBR 14432 (2000) e NBR 5628 (2001) recomendam a curva ISO 834 (1999) para descrever a elevação padronizada de temperatura em função do tempo no projeto de elementos construtivos em situação de

incêndio. A curva ISO 834 (1999) é derivada de uma uniformização entre a curva americana ASTM E119 (1918) e a curva britânica BS 476 (1932), sendo expressa por:

$$\theta_g = 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1) + 20, \quad \text{Eq. 1}$$

onde :

$\theta_g$  = temperatura dos gases quentes do compartimento em chamas (°C);

t = tempo (minutos);

A Figura 2 ilustra as curvas ASTM E-119 e ISO 834, onde se pode verificar a semelhança entre elas. É importante ressaltar que estas curvas-padrão apresentam somente a parte relativa ao aquecimento de um incêndio.

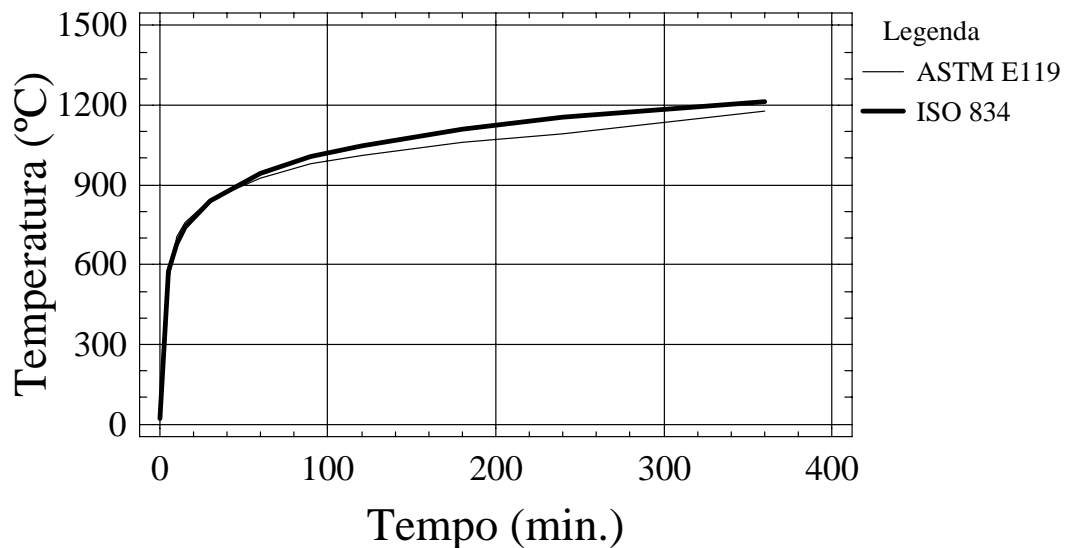


Figura 2 – Curvas-padrão de incêndio.

### 2.1.3 Incêndio natural

Incêndio natural é o incêndio no qual se admite que a temperatura dos gases respeite às curvas temperatura-tempo naturais, podendo variar em duração, taxa de aquecimento e temperatura máxima (Figura 3).

As curvas temperatura-tempo naturais são construídas de modo a representar a real situação de um compartimento em chamas, procurando descrever de modo mais fiel à evolução da temperatura do incêndio em ambiente compartimentado, pois são parametrizadas por características do compartimento em chamas, tais como: grau de ventilação, características dos materiais combustíveis presentes no ambiente e características térmicas do material constituinte da compartimentação. Além do ramo

ascendente, possuem também o ramo descendente que descreve a fase de resfriamento do incêndio (ANDERBERG, 2003).

A Figura 3 apresenta os resultados obtidos por Petersson; Magnusson e Thor (1976), para a curva temperatura-tempo de um incêndio natural restrito a uma área compartimentada e que depende do material combustível e das características térmicas e geométricas do compartimento em chamas, onde são ilustrados dois fatores de abertura ( $v$ ) para uma carga de incêndio de  $q = 75 \text{ MJ/m}^2$ .

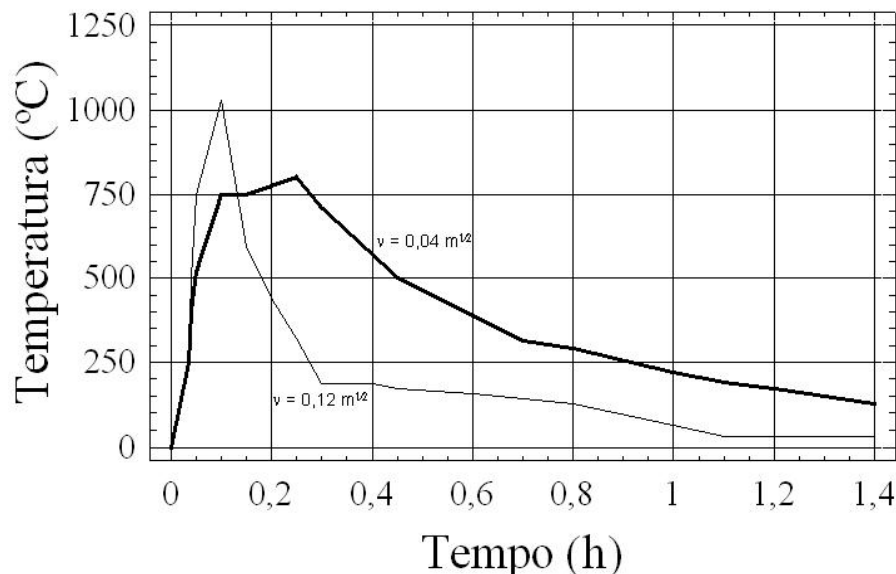


Figura 3 – Curva temperatura-tempo: incêndio natural.  
Fonte: Petersson; Magnusson e Thor (1976) apud Silva e Pimenta (1996)

O Eurocode 1-2 (1991) indica dois modelos de incêndio natural, sendo eles, os modelos simplificados e os modelos avançados. Os modelos simplificados são baseados em características físicas específicas, enquanto que os modelos avançados consideram as propriedades dos gases, a transferência de massa e a transferência de energia.

## 2.2 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR

Transferência de calor é a energia em trânsito devido a uma diferença de temperatura. Assim sempre que existir uma diferença de temperatura em um meio e outro, haverá necessariamente transferência de calor (INCROPERA e DEWITT, 1998).

O calor presente no interior de uma estrutura e nas suas circunvizinhanças segue três mecanismos básicos de transferência de calor: condução, convecção e radiação (Figura 4).

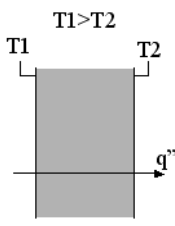
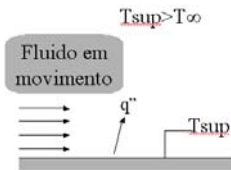
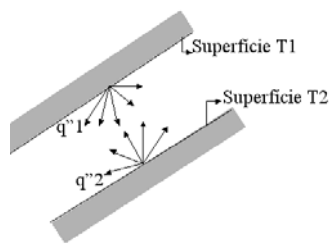
Condução através de um sólido ou fluido estacionário	Convecção de uma superfície para um fluido em movimento	Transferência de calor líquida por radiação entre duas superfícies
		

Figura 4 – Modos de transferência de calor: condução, convecção e radiação.  
 Fonte: Incropera e Dewitt (1998).

Na condução, o calor se propaga dentro de um corpo sólido, de regiões de temperatura mais elevada para regiões de temperatura mais baixa. Essa forma de transmissão de calor tem sua importância no conhecimento do fluxo de calor no interior da massa de concreto. A constante que associa esta propriedade ao calor por condução é chamada de coeficiente de condutividade térmica.

A transferência de calor por convecção ocorre no contato entre um fluido em movimento e uma superfície a temperatura diferente. Os gases quentes menos densos tendem a ocupar a atmosfera superior, enquanto os gases frios, mais densos tendem a se movimentar para a atmosfera inferior do ambiente. Esse movimento gera o contato entre os gases quentes e as estruturas, ocorrendo a transferência de calor.

Na radiação, o calor é transmitido de um corpo de maior temperatura para outro de temperatura mais baixa. Enquanto a transferência de energia por condução ou convecção requer a presença de um meio material, a radiação não necessita dele, ou seja, pode ocorrer através de partículas ou através de ondas.

## 2.3 PROPRIEDADES DO CONCRETO

### 2.3.1 Concreto em temperaturas elevadas

A segurança humana, na ocorrência de fogo, é uma das condicionantes do projeto de edificações residenciais, públicas e industriais. O concreto apresenta bom desempenho nesta situação, pois é incombustível e não emite gases tóxicos quando

exposto às altas temperaturas, sendo capaz de manter resistência suficiente por períodos relativamente longos, permitindo assim operações de resgate pela redução do risco de colapso estrutural.

O concreto é formado basicamente por dois componentes principais: argamassa e agregados graúdos. A argamassa é formada pela pasta de cimento e agregados miúdos. Assim sendo, o comportamento do concreto ao fogo é influenciado por vários fatores, tais como: composição, permeabilidade, tamanho, taxa de aumento de temperatura, grau de fissuração.

A importância da composição do concreto está relacionada ao fato de que, tanto a pasta de cimento quanto os agregados são componentes sensíveis a altas temperaturas, sendo que a proporção dos materiais que compõe o traço do concreto é fator preponderante que determina suas características mecânicas, sendo estas diretamente influenciadas pela temperatura.

A permeabilidade do concreto, o tamanho do elemento e a taxa de aumento da temperatura são importantes porque governam o desenvolvimento de pressões internas dos produtos gasosos de decomposição (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Segundo Rios *et al* (2005), quando uma estrutura de concreto se encontra submetida à ação de um incêndio ocorre uma série de processos físicos e químicos que chegam a alterar substancialmente as características mecânicas e físicas dos materiais estruturais. Essas alterações, por sua vez, refletem nas propriedades macro e micro-estruturais do concreto, dependendo do nível de temperatura em que a peça foi submetida.

#### **- Alterações micro-estruturais do concreto**

Do ponto de vista micro-estrutural, pode-se dizer que o processo de aquecimento afeta principalmente a pasta de cimento (MAJORANA *et al.* (2003). Esta é formada de silicato de cálcio hidratado, hidróxido de cálcio e sulfoaluminato de cálcio hidratado. A influência da temperatura na pasta hidratada de cimento Portland inicia-se com a dissociação do hidróxido de cálcio (CH) à cerca de 400 °C, e continua até a completa destruição do gel hidratado de silicato de cálcio (C-S-H) a aproximadamente 900 °C (POON *et al.*, 2001).



Costa e Silva (2004) afirmam que a pasta de cimento Portland desestrutura-se quimicamente por desidratação, enfraquecendo o concreto endurecido. A água livre presente na pasta evapora-se à medida que a temperatura se eleva. Após 100 °C, as águas livre e capilar presentes na pasta de cimento começam a evaporar, retardando desta forma o aquecimento do concreto.

Acima dos 200 °C, a água evaporada reduz as forças de atração de Van der Waals entre as camadas de C-S-H. Este mantém a pasta de cimento unida por meio de ligações químicas e das forças coesivas de Van der Waals. Embora as forças coesivas de atração entre superfícies sejam muito fracas, se comparadas às ligações químicas, a grande superfície específica do C-S-H, e sua pequena dimensão, garantem que as forças coesivas contribuam significativamente para a resistência do concreto. As forças coesivas são dependentes das propriedades dielétricas do meio (água e ar) entre as superfícies que estão interagindo, e são reduzidas pela água adsorvida no concreto (NEVILLE, 1997).

A redução da adesão química entre os componentes do C-S-H pelo incremento de temperatura é refletida nas reduções de resistência à compressão axial, módulo de elasticidade e aparecimento de micro-fissuras na zona de transição, as quais ocasionam acentuada redução das resistências à compressão, flexão e do módulo de elasticidade (MEHTA E MONTEIRO, 2008).

Entre 200 °C e 300 °C, ocorre a evaporação total da água capilar. Entre 100 °C e 400 °C, o gel do C-S-H sofre um processo de desidratação, o que ocasiona uma redução progressiva da água de gel, formando silicatos anidros e CaO. Este efeito ocasiona redução na resistência à compressão axial e aparecimento de fissuras superficiais (COSTA e SILVA, 2004).

Em temperaturas próximas aos 500 °C (530 °C), a portlandita se decompõe transformando-se em óxido de cálcio (CaO). Porém, durante o processo de resfriamento, este óxido pode se re-hidratar, formando novamente a portlandita. Este efeito pode ocasionar expansões que resultam em fissuração no concreto (ALONSO *et al.*, 2003).

Entre 400 °C e 600 °C ocorre dessecação dos poros, seguida da decomposição dos produtos de hidratação e destruição do gel de C-S-H. Entre estes níveis de temperatura é observada a reação endotérmica da desidratação do hidróxido de cálcio e liberação do óxido de cálcio e água (COSTA *et al.*, 2002). A desidratação afeta as

propriedades do concreto, particularmente as forças coesivas. A formação de novas ligações químicas durante a secagem consiste em outro importante fator que contribui, por exemplo, para a ocorrência de deformações irreversíveis. Neville (1997) afirma que 600 °C pode ser considerado o limite de temperatura para integridade estrutural de concretos de cimento Portland. Lima (2005) afirma que, a 1100 °C, pode ser observado o derretimento total dos constituintes (cristais) da pasta.

Em pesquisa realizada por Castellote *et al.* (2003), na qual foi realizada análise termo-diferencial em pastas de cimento aquecidas até 750 °C, pode-se observar perdas significativas de massa. Deve ser avaliado que as alterações micro-estruturais que influenciam a porosidade do concreto sujeito a tensões térmicas e a redução de massa dependem da máxima temperatura atingida durante o sinistro. Conforme Lima (2005), a razão destas alterações é a decomposição das fases sólidas, por desidratação, que ocorrem até 300 °C. A partir de 500 °C, as alterações na porosidade também são influenciadas pela perda de estabilidade de alguns agregados.

A Tabela 1 apresenta alguns dos resultados da pesquisa realizada por Castellote *et al.* (2003) apud Lima (2005), referentes às transformações da pasta de cimento durante o processo de aquecimento.

Tabela 1 – Transformações sofridas por pastas de cimento durante o processo de aquecimento.

<b>Temperatura (°C)</b>	<b>Transformações</b>
<b>20-80</b>	Processo de hidratação acelerado, com perda lenta de água capilar e redução das forças de coesão.
<b>100</b>	Marco no aumento da permeabilidade a água
<b>80-200</b>	Aumento na taxa da perda d'água capilar e fisicamente combinada.
<b>80-850</b>	Perda de água quimicamente combinada.
<b>150</b>	Pico do primeiro estágio de decomposição do C-S-H.
<b>300</b>	Marco no aumento da porosidade e micro fissuras.
<b>350</b>	Decomposição de alguns tipos de agregados de rio.
<b>374</b>	Ponto crítico da água, acima do qual não existe água livre.
<b>400-600</b>	Dissociação do C-S-H em CaO e água.
<b>573</b>	Possível transformação de fase para os agregados quartzosos e ligeira expansão.
<b>550-600</b>	Marco no aumento dos efeitos térmicos.
<b>700</b>	Dissociação do CaCO <sub>3</sub> em CaO e CO <sub>2</sub> (pasta e agregados carbonáticos)
<b>720</b>	Segundo pico da decomposição do C-S-H em ?- C <sub>2</sub> S e ?-CS
<b>800</b>	Modificação das ligações químicas com substituição da estrutura hidráulica por uma estrutura cerâmica
<b>1060</b>	Começo do derretimento de alguns constituintes.

Fonte: Castellote et al (2003) apud Lima (2005).

## **- Alterações macro-estruturais do concreto**

O concreto de cimento Portland é um material poroso, com uma estrutura bastante heterogênea e complexa. Sua macro-estrutura é formada basicamente pela pasta de cimento endurecida e por agregados graúdos. Como alterações macro-estruturais, pode-se citar o lascamento (*spalling*) (HERTZ 2003; LIMA, 2005), além de fissuração, mudança de cor, etc.

### **- Lascamento ou *spalling***

De acordo com Costa *et al.* (2002), o lascamento ou *spalling* caracteriza-se pelo desprendimento de uma porção considerável do concreto endurecido da superfície do elemento estrutural. A ocorrência deste fenômeno depende diretamente de parâmetros como a umidade, condições de aquecimento e resfriamento, tensão de compressão, dimensão do elemento estrutural, tipos de agregados, tipos de armaduras e traços das misturas.

O lascamento ocorre quando a pressão de vapor dentro do material aumenta a uma taxa maior do que o alívio de pressão causado pela liberação de vapor para a atmosfera. As massas de concreto muito compactas impedem a liberação da pressão interna de vapor durante o aquecimento, pois a porosidade é menor. As massas muito saturadas desenvolvem uma pressão interna de vapor muito elevada ultrapassando a capacidade de liberação de vapores pelos poros.

Segundo Purkiss (2000), o lascamento pode acontecer de duas formas: explosiva e por delaminação gradual. Na forma explosiva, a perda do material é instantânea e violenta, com grande liberação de energia, formando grandes cavidades, com tendência a ocorrer nos primeiros 30 minutos do incêndio, enquanto na delaminação gradual ocorre em grande extensão do elemento estrutural, de efeito progressivo, pois deixa novas camadas de concreto à exposição das camadas conduzindo a novos descascamentos sucessivos. Rodrigues (1994) menciona que o lascamento do tipo explosivo ocorre normalmente em pilares, vigas e grelhas enquanto o lascamento com separação de camadas ocorre geralmente nas arestas de vigas e pilares.

Para melhorar o desempenho do concreto quanto à ocorrência de lascamentos explosivos, pode-se incorporar fibras de polipropileno ou “coquetel de fibras” (fibras poliméricas associadas às fibras de aço) na mistura. Com o aquecimento, estas fibras irão se decompor, gerando assim, espaços vazios dentro do concreto (porosidade) e possibilitando assim que o vapor gerado pelo aumento de temperatura encontre um caminho para escapar para o ambiente, evitando, dessa forma, a ocorrência de lascamentos explosivos (LIMA, 2005).

### **- Fissuração**

As fissuras são comumente encontradas nas estruturas de concreto devidas a deformações acentuadas. Sempre que as tensões atuantes no concreto superarem sua resistência à tração, poderá ocorrer a fissuração.

Em uma estrutura de concreto em situação de incêndio os fatores que influenciam para a ocorrência da fissuração são: expansões diferenciadas e conseqüentes perda de aderência entre o aço e o concreto, tipo de agregado, entre outras.

De acordo com Lima (2005) à temperatura ambiente, devido à similaridade do coeficiente de dilatação do aço e do concreto, pequenas variações de temperatura não costumam ocasionar o aparecimento de tensões internas no concreto armado. Contudo, no caso de grandes variações de temperatura, o mesmo fica susceptível a expansões diferenciadas significativas, o que pode resultar no aparecimento de tensões e na fissuração do concreto.

O Eurocode 2 (1992) apresenta o coeficiente de dilatação térmica de concretos produzidos com agregados silicosos e concretos produzidos com agregados carbonáticos em altas temperaturas, além do coeficiente de dilatação térmica do aço. Pode-se verificar que existe maior diferença a altas temperaturas entre o coeficiente de dilatação do aço e dos concretos produzidos com agregados carbonáticos (mais isolante) do que entre o aço e o concreto produzido com agregados silicosos.

O tipo de agregado com o qual o concreto aquecido é produzido influência de forma significativa na evolução e aparecimento de fissuras durante o aquecimento. Entre os concretos produzidos com agregados silicosos e os concretos produzidos com agregados calcários ocorrem diferenças consideráveis quanto à fissuração em situação

de incêndio. Entre temperaturas de 300 °C e 900 °C, os concretos produzidos com agregados calcários apresentam expansão, enquanto que os concretos produzidos com agregados silicosos apresentam uma ligeira contração. Este efeito gera movimentações distintas no concreto (RODRIGUES, 1994).

#### **- Mudanças na coloração**

Devido à exposição ao calor, o concreto sofre mudanças gradativas na sua coloração, as quais podem estar relacionadas a mudanças nas propriedades mecânicas. Assim, após um incêndio em uma estrutura de concreto, torna-se importante avaliar a coloração da mesma para correlacioná-la com as possíveis reduções de resistência e módulo de elasticidade. Conforme Neville (1997) e Lima (2005), a alteração na cor do concreto ocorre devido à presença de componentes ferrosos na mistura e pode ser utilizada como um parâmetro que indica a máxima temperatura atingida e a duração do fogo. Estas informações por sua vez, são importantes para se determinar as possíveis perdas de componentes químicos que são responsáveis pelas propriedades mecânicas dos concretos em estudo.

As alterações na coloração dos concretos submetidos a elevadas temperaturas estão diretamente ligadas ao tipo de agregado com o qual o concreto é composto, devido à quantidade de sílica presente no mesmo.

As modificações na coloração do concreto devidas à temperatura são apresentadas na Tabela 2, e relacionadas às conseqüentes reduções de resistência à compressão axial e módulo de elasticidade. De acordo com Martin *et al.* (1996), no caso de estruturas que tenham sido submetidas a temperaturas superiores a 600 °C e resfriadas com água, a coloração pode mudar induzindo a erros de avaliação.

Tabela 2 – Mudança na coloração do concreto aquecido.

T (°C)	Cor do concreto	fc residual em % do fc inicial	E residual em % do E inicial	Fonte
20	Cinza	100	100	Cánovas (1998)
200	Cinza	95	70	Cánovas (1998)
300	Rosa	95	50	Neville (1997) e Cánovas (1998)
400	Rosa	88	38	Cánovas (1998)
500	Rosa	75	35	Cánovas (1998)
600	Vermelho	55	20	Neville (1997) e Cánovas (1998)
900	Cinza avermelhado	10	0	Neville (1997) e Cánovas (1998)
1000	Amarelo alaranjado	0	0	Neville (1997) e Cánovas (1998)
Cánovas: Agregados silicosos			Neville: Agregados silicosos e calcáreos	

### - Efeito da temperatura na pasta de cimento

O efeito do aumento da temperatura na pasta hidratada de cimento depende do grau de hidratação e da umidade do ambiente. O grau de hidratação está diretamente ligado à quantidade de silicato de cálcio hidratado, de hidróxido de cálcio e de sulfoaluminato de cálcio hidratado que são os componentes formadores de uma pasta de cimento hidratada. Em 500 °C, inicia-se a desidratação adicional da pasta de cimento devida à decomposição do hidróxido de cálcio, sendo que a partir de 900 °C ocorre a decomposição completa do C-S-H (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A umidade está relacionada à quantidade de água livre, capilar e adsorvida. Em uma situação de incêndio, à medida que a temperatura se eleva, os vários tipos de água presentes no concreto são transformados em vapor. Dessa forma, a temperatura do concreto não se elevará até que toda água evaporável tenha sido evaporada (COSTA e SILVA, 2002). Contudo, o excesso de água evaporável pode gerar danos explosivos ao concreto na forma de lascamento superficial. Este efeito ocorre em situações em que a taxa de aquecimento é alta e a permeabilidade da pasta de cimento é baixa (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Segundo Mehta e Monteiro (2008) a 300 °C, a água entre as camadas de C-S-H e parte da água quimicamente combinada do C-S-H e sulfo-aluminato hidratado são perdidas.

### - Efeito da temperatura no agregado

Os agregados compõem cerca de 70 % do volume do concreto. Dessa forma, os mesmos influenciam de forma direta no comportamento do material em uma situação de incêndio. Fatores como mineralogia, porosidade, forma e distribuição granulométrica dos agregados, são responsáveis pelo desempenho do concreto em elevadas temperaturas.

Concretos produzidos com agregados silicosos e carbonáticos se comportam de maneira distinta entre si, devido à influência da mineralogia de cada um. A mineralogia do agregado determina a dilatação térmica diferencial entre o mesmo e a pasta de cimento e a resistência última da zona de transição (MEHTA e MONTEIRO, 2008). Agregados silicosos, contendo grande quantidade de quartzo ( $\text{SiO}_2$ ) como granito, arenito e alguns xistos, apresentam uma expansão súbita de volume quando aquecidos a aproximadamente 500 °C, e esta expansão gera lascamentos de pequenas proporções no concreto (LANDI, 1986; LIN *et al.*, 1996; METHA e MONTEIRO, 2008). Já agregados carbonáticos apresentam expansões similares às dos silicosos somente a partir dos 700 °C. Neste nível de temperatura, ocorrem reações de descarbonatação no mesmo. Este tipo de agregado apresenta-se vantajoso em relação ao silicoso, pois apresenta menor diferença entre o seu coeficiente de dilatação térmica com a matriz, minimizando dessa forma, os efeitos destrutivos da dilatação térmica diferencial (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Outro fator importante a ser considerado é a porosidade do agregado, pois a mesma exerce influência significativa no comportamento do concreto exposto a altas temperaturas. Agregados porosos, dependendo da taxa de aquecimento e do tamanho do agregado, da permeabilidade e da umidade, podem ser suscetíveis a expansões destrutivas levando a pipocamentos (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A influência da forma e da distribuição granulométrica dos agregados nos concretos aquecidos ocorre devido à intensidade das tensões térmicas geradas na interface do agregado gráudo, pela diferença entre os coeficientes de expansão térmica da argamassa e do próprio agregado gráudo. Dependendo da intensidade destas tensões, microfissuras aparecem e podem se propagar, enfraquecendo o concreto. Estas fissuras podem ser controladas pelo emprego de agregados de menor coeficiente de expansão térmica (MINAMI *et al.*, 1991).

### **- Influência da temperatura nas propriedades físico-mecânicas do concreto**

As propriedades físico-mecânicas do concreto são afetadas negativamente pela exposição térmica (PHAN e CARINO 2000), podendo resultar em perda da rigidez da estrutura e no colapso das peças por instabilidade. Nessa seção serão apresentadas as alterações físico-mecânicas que ocorrem no concreto devidas à exposição ao calor.

A determinação da capacidade de resistência do concreto ao incêndio é bastante complexa porque, além de ser composto de materiais que possuem diferentes características térmicas, suas propriedades termo-mecânicas também dependem do teor de umidade e da porosidade do material (LI *et al.*, 2003). Além disto, outros fatores, como gradientes de temperatura e formas de resfriamento, podem alterar seu comportamento mecânico.

Entre as alterações mecânicas do concreto que mais sofrem deterioração, e têm particular importância no desempenho da estrutura, estão a perda da resistência à compressão e a redução no módulo de elasticidade (SHORT *et al.*, 2000).

No intuito de entender o comportamento real de um concreto exposto à altas temperaturas, alguns fatores são discutidos a seguir.

### **- Resistência à compressão do concreto em temperaturas elevadas**

A influência da temperatura na resistência à compressão do concreto depende de vários fatores, tais como: tipo de agregado com o qual ele é produzido, regime de aquecimento, tempo de exposição e a forma de resfriamento na ação de combate ao incêndio.

A redução na resistência à compressão de concretos com agregados calcáreos ocorre em temperaturas mais altas quando comparado aos concretos com agregados silicosos (SHNEIDER, 1988; XIAO e KONIG, 2004; RIOS, 2005). Para temperaturas acima de 430 °C, concretos com agregados silicosos sofrem maior perda de resistência à compressão do que concretos com agregados calcários, mas essa diferença desaparece quando a temperatura atinge cerca de 800 °C. Uma explicação para tal fato pode estar na condutividade térmica, visto que o material a base de sílica possui uma maior condutividade térmica que o material calcáreo (NEVILLE, 1997).



A determinação da resistência à compressão axial dos concretos danificados por incêndio pode ser feita de duas maneiras, durante o aquecimento ou após o aquecimento e resfriamento (resistência residual). Alguns autores reportam que o concreto de resistência normal perde entre 10 a 20% de sua resistência à compressão original quando aquecido à cerca de 300 °C, e entre 60 a 75% quando aquecido em torno de 600 °C (PHAN e CARINO, 2000; XIAO e KÖNIG, 2004).

Em pesquisa realizada por Lima (2005), verificou-se que o concreto de resistência convencional apresentou um bom comportamento diante de elevadas temperaturas. No entanto, à medida que a compacidade do material foi aumentando, a vulnerabilidade ao aquecimento foi crescendo proporcionalmente.

Souza e Moreno (2003) estudaram o efeito de temperaturas elevadas no concreto preparado com agregado silicoso submetido à temperatura máxima de 600°C. Os valores referentes à resistência à compressão foram reduzidos a 86% do valor padrão, sem aquecimento, e a resistência à tração foi reduzida a 60%. Posteriormente, Moreno e Bizzo (2004) repetiram este mesmo estudo, alterando a taxa de aquecimento. Neste caso, obtiveram valores de redução superiores, demonstrando a influência do valor da taxa de aquecimento.

De acordo com a literatura pesquisada, percebe-se que quantificação da redução da resistência à compressão do concreto em situações de incêndio tem sido objeto de estudo de vários pesquisadores (FLEISCHMANN e BUCHANAN, 2002; MORENO e BIZZO, 2004; SOUZA e MORENO, 2003; etc). A Figura 4 ilustra os valores de cálculo do fator de redução da compressão axial em função da temperatura, onde estão indicados os fatores do Eurocode 2 (2001), NBR 15200 (2004) e Fleischmann e Buchanan (2002) para agregados silicosos e carbonáticos. Os fatores indicados pela NBR 15200 (2004) são os mesmos valores indicados pelo Eurocode 2 (2001).

Através da Figura 5 é possível observar que os concretos produzidos com agregados silicosos apresentaram maior redução de resistência quando submetidos a altas temperaturas em comparação com os concretos produzidos com agregados carbonáticos. Este comportamento não foi o mesmo encontrado por Fleischmann e Buchanan (2002). Nos resultados obtidos por estes autores observa-se que os concretos com agregados silicosos apresentaram aumento de resistência para temperaturas até a aproximadamente 400°C. Os valores ilustrados na Figura 5 são

valores obtidos através do ensaio a quente. Cabe ressaltar que os valores indicados pelas normas são mais conservativos.

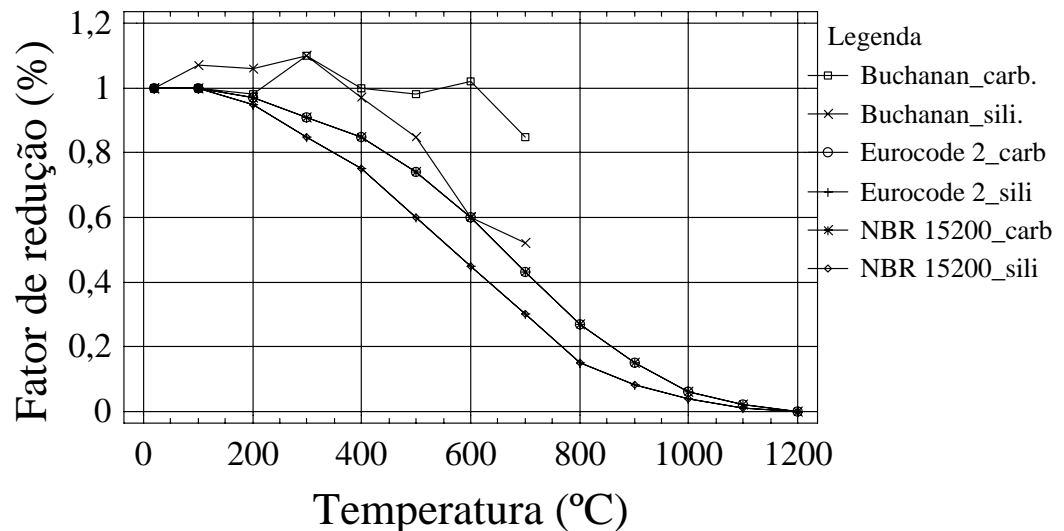


Figura 5 – Fator da redução da resistência à compressão axial do concreto.

As Figuras 6 e 7 apresentam os gráficos fornecidos pelo ACI 216R (1989) e por Rodrigues (1994) para agregados silicosos (Figura 6) e para agregados carbonáticos (Figura 7) em concretos sem aquecimento, durante o aquecimento (corpos-de-prova sob carga) e após aquecimento (residuais). Como já foi discutido anteriormente, a resistência do concreto com agregados silicosos diminui mais rapidamente do que a resistência dos concretos produzidos com agregados carbonáticos.

Nos resultados de Rodrigues (1994), a resistência à compressão axial do concreto reduziu de forma significativa acima dos 300 °C, sendo que esta redução se tornou mais sensível quando a temperatura superou os 500 °C.

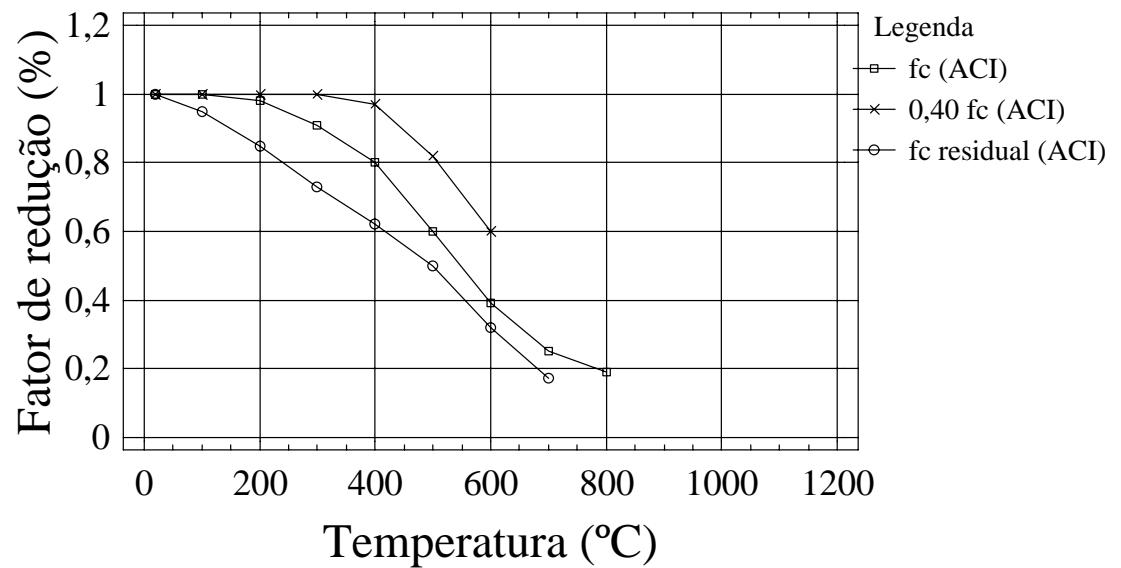


Figura 6 – Fator da redução da resistência do concreto produzido com agregados silicosos.

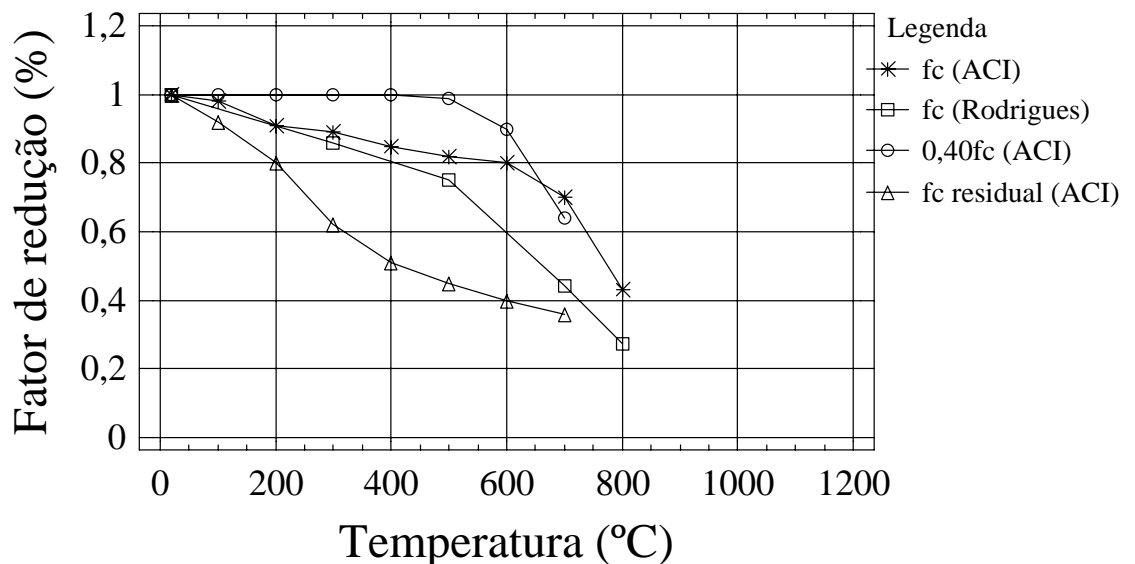


Figura 7 – Fator da redução da resistência do concreto produzido com agregados carbonáticos.

A resistência residual do concreto está relacionada com o tipo de resfriamento que o mesmo foi submetido. O boletim do CEB nº 208 (1991), apud Rodrigues (1994), relaciona a resistência à compressão axial residual com a resistência de referência (20 °C) e a temperatura máxima em que o concreto foi submetido para condições de resfriamento lento e brusco. O resfriamento lento é aquele que ocorre de forma natural, ou seja, ao ar, enquanto o resfriamento brusco ocorre com o uso de água para apagar e controlar o fogo nas edificações.

De acordo com o boletim do CEB nº 208 (1991) apud Rodrigues (1994), a influência do resfriamento não é significativa para altas temperaturas (acima dos 500

°C). No entanto, para temperaturas mais baixas (abaixo dos 500 °C), foi observada influência significativa do processo de resfriamento do concreto.

#### - Módulo de elasticidade do concreto em temperaturas elevadas

Segundo vários pesquisadores, o módulo de elasticidade é mais sensível à ação térmica do que a resistência característica à compressão, sendo que, aos 200 °C, o módulo de elasticidade apresenta 70 a 80% do seu valor inicial a 20°C e, aos 400 °C, somente 40-50 % (ALMEIDA,1984; LIE, 1992; MEHTA e MONTEIRO, 2008; COSTA, 2002). Este efeito pode ser explicado pela existência de microfissuração na zona de transição por exposição ao fogo, a qual tem grande influência sobre a rigidez ou o módulo de elasticidade do concreto (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A Figura 8 ilustra o comportamento do fator de redução do módulo de elasticidade em função da temperatura (Eurocode 2, 1995; NBR 6118, 2001; NBR 15200 2004; ACI 216R 1989; Fleischmann e Buchanan, 2002). Duas normas brasileiras apresentam estes valores: a NBR 15200 (2004) e a NBR 6118 (2003). Os dados da NBR15200 (2004) apresentam valores menos conservativos que aqueles apresentados pela NBR 6118 (2003). Sendo que a NBR 15200 (2004) especifica o módulo de elasticidade do concreto para diferentes agregados e a NBR 6118 (2003) apresenta valores intermediários, não especificando o tipo de agregado.

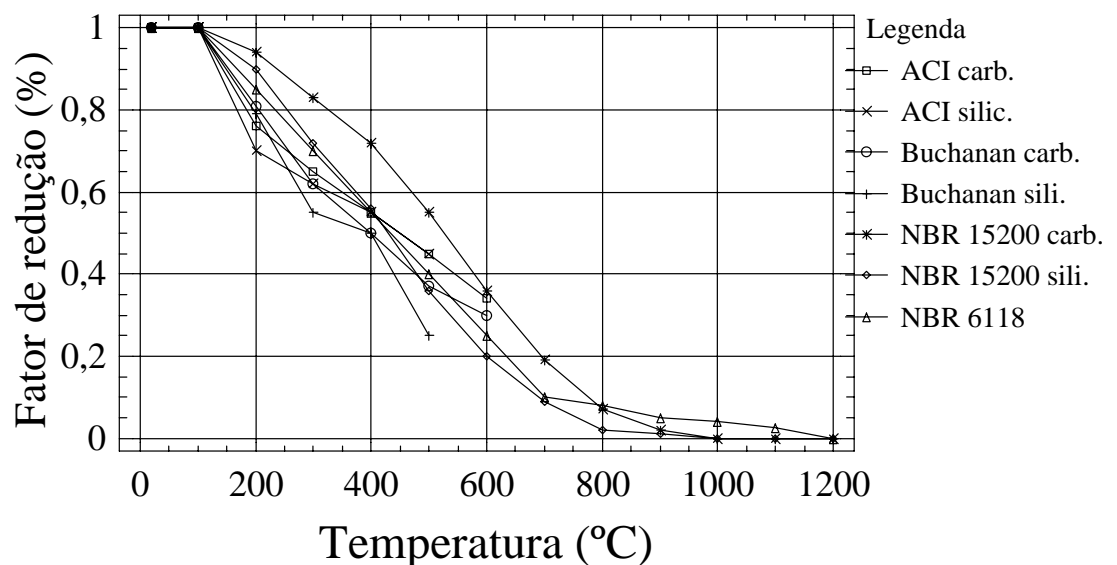


Figura 8 – Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura.

### - Relação tensão-deformação

A Figura 9 ilustra a relação tensão-deformação de acordo com o Eurocode 4 (2004) para concretos com agregados calcários ou silicosos. A deformação última de compressão é considerada igual à deformação correspondente à tensão máxima da relação. A resistência à tração não é considerada e a deformação máxima à tração é tomada igual a 0,10.

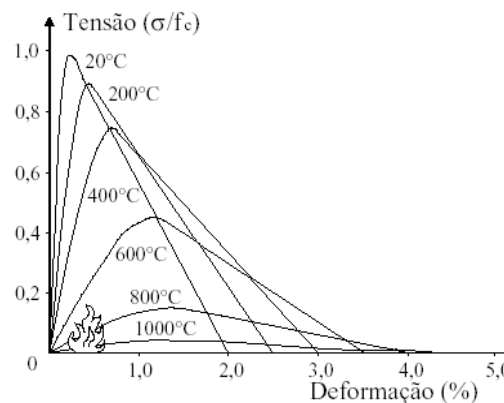


Figura 9 – Relações tensão-deformação para o concreto em temperatura elevada.  
Fonte: Eurocode 4, (2005)

### - Dilatação térmica linear

O coeficiente de dilatação térmica do concreto é diretamente influenciado pelo coeficiente de dilatação da pasta de cimento hidratada e do agregado, visto que, tanto a pasta quanto o agregado possuem coeficientes de dilatação térmica diferentes. Nesse sentido, a proporção dos materiais que compõe o concreto torna-se um fator preponderante na determinação do coeficiente de dilatação térmica do mesmo, tendo em vista que o agregado ocupa cerca de 65-80% do volume total do concreto. Sendo assim, a dilatação térmica dos agregados e da pasta tem efeito importante na mudança de volume do concreto quando exposto às altas temperaturas.

O fator principal que afeta a dilatação térmica dos agregados é a porcentagem de sílica presente no mesmo, além da umidade. Rochas que contenham alto teor de sílica têm dilatação térmica elevada, da ordem de  $9 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  e  $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$  (BROWNE, 1972). Com relação a pasta de cimento hidratada, o coeficiente de

dilatação térmica linear varia entre  $11 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$  e  $20 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$  e é maior do que o coeficiente do agregado (NEVILLE, 1997).

Schneider (1988), apud Lim (2000), discutiu a mudança de volume do concreto em função das altas temperaturas. Segundo ele, concretos produzidos com agregados calcários expandem progressivamente até cerca de  $900 \text{ }^{\circ}\text{C}$ . Em temperaturas superiores, a descarbonatação da pedra calcária aumenta e causa uma diminuição na taxa de expansão do concreto, já concretos produzidos com agregados silicosos expandem progressivamente com o aumento da temperatura até  $700 \text{ }^{\circ}\text{C}$ , tendo um aumento da taxa de expansão em torno de  $570 \text{ }^{\circ}\text{C}$ . Este efeito causa micro-fissuras na interface do agregado com a pasta de cimento. Em temperaturas acima dos  $700 \text{ }^{\circ}\text{C}$ , o concreto começa a se retrair, devido à desidratação e decomposição do hidróxido de cálcio presente na pasta de cimento.

A Figura 10 ilustra a dilatação térmica em concretos com agregados silicosos e carbonáticos de acordo com os valores fornecidos pelo ACI 216R (1989) e por Fleischmann e Buchanan (2002). Os valores apresentados pelo ACI 216R (1989) indicam que acima dos  $315 \text{ }^{\circ}\text{C}$  todos os concretos apresentaram expansão.

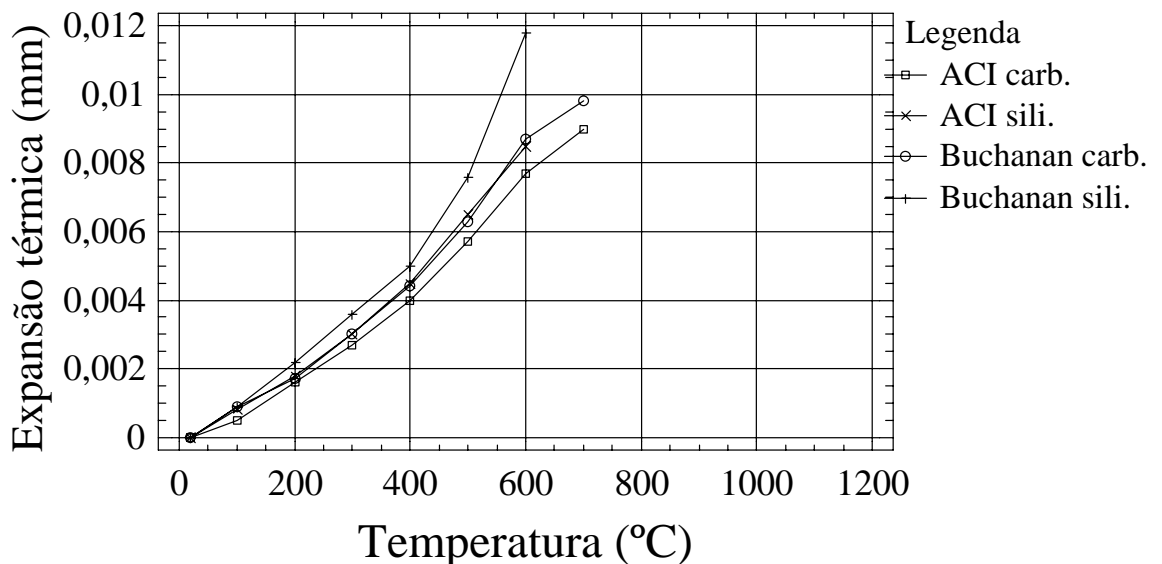


Figura 10 – Expansão térmica do concreto em altas temperaturas.

#### - Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson é caracterizado pela razão entre a deformação transversal e a deformação axial ou longitudinal, dentro de um intervalo elástico. No

concreto, os valores de coeficiente de Poisson variam entre 0,15 e 0,20 à temperatura ambiente (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Philleo (1958) e Cruz (1966), apud ACI 216R (1989), relataram dados de coeficiente de Poisson do concreto a altas temperaturas. Os autores perceberam uma diminuição do coeficiente de Poisson nos concretos estudados e expostos a altas temperaturas. Porém o efeito da temperatura não esteve claramente evidente para quantificar esta redução.

### - Condutividade térmica

A condutividade térmica é a propriedade térmica do concreto que mede a capacidade do material conduzir o calor. Ela é influenciada pelas características mineralógicas do agregado, umidade, massa específica e temperatura do concreto. A Tabela 3 apresenta outros valores típicos de condutividade térmica para concretos contendo diferentes tipos de agregados à temperatura ambiente (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Tabela 3 – Valores de condutividade térmica para concretos com diferentes tipos de agregado.

<b>Tipo de agregado</b>	<b>Condutividade térmica (W/m.K)</b>
Quartzito	3,5
Dolomita	3,2
Calcário	2,6 – 3,3
Granito	2,2 – 2,7
Riolito	2,2
Basalto	1,9 – 2,2

Fonte : Mehta & Monteiro, (1994).

De acordo com Neville (1997), os concretos com baixa condutividade térmica têm melhor desempenho ao fogo de modo que, por exemplo, concretos leves resistem mais ao fogo do que concretos comuns.

A Figura 11 ilustra os valores de condutividade térmica sugeridos por Fleischmann e Buchanan (2002) e os limites superior e inferior do Eurocode 2. Pode-se observar que os valores indicados por Fleischmann e Buchanan (2002) encontram-se acima dos limites indicados pelo Eurocode 2. Contudo, não existe um consenso sobre este tema na Europa, pois cada país adota o seu próprio anexo nacional com base nas curvas superior e inferior do Eurocode.

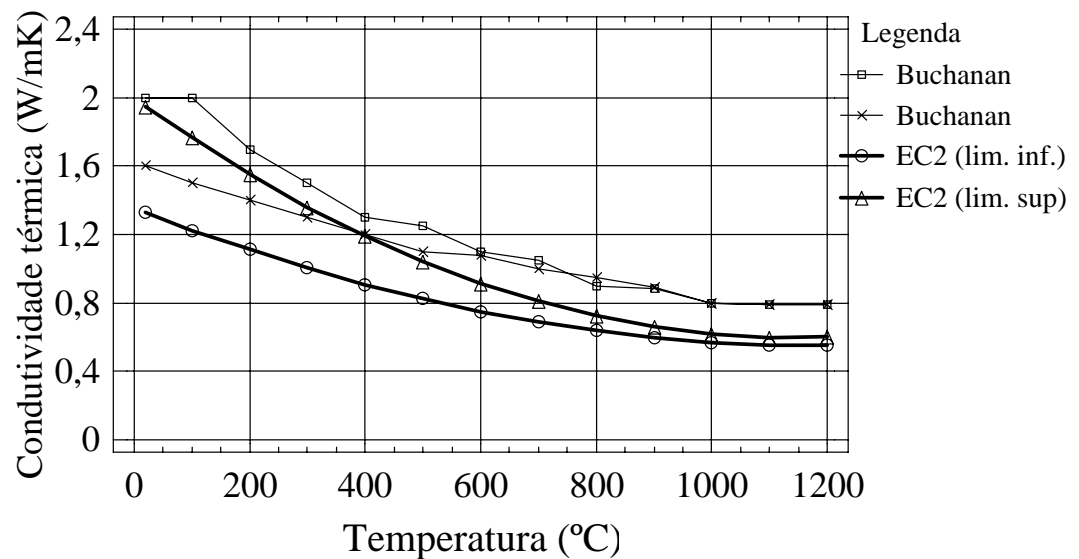


Figura 11 – Condutividade térmica do concreto em altas temperaturas.

### - Calor específico

O calor específico é definido como a quantidade de calor necessária para aumentar a temperatura em 1°C de uma unidade de massa de um material. No Brasil, o método para determinação do calor específico do concreto consta na norma NBR 12817 (1993). O calor específico do concreto depende de alguns fatores, tais como: mistura empregada, tipo de agregado, teor de umidade, etc (BUCHANAN 2003).

À temperatura ambiente, para projetos, é adotado o valor aproximado de 1000 J/kgK para concretos com agregados silicosos e calcáreos e 840 J/kgK para concretos com agregados leves (EUROCODE 2, 1993).

A Figura 12 ilustra os valores de calor específico volumétrico do concreto em altas temperaturas (até 980°C) de acordo com o ACI 216R (1989). Por meio desta figura é possível constatar que em temperaturas em torno de 500°C ocorre uma alteração do calor específico (pico) chegando a valores extremos. De acordo com Lim (2000), esta alteração ocorre devido à desidratação do hidróxido de cálcio. Neste caso, a influência da mistura pode ser observada.



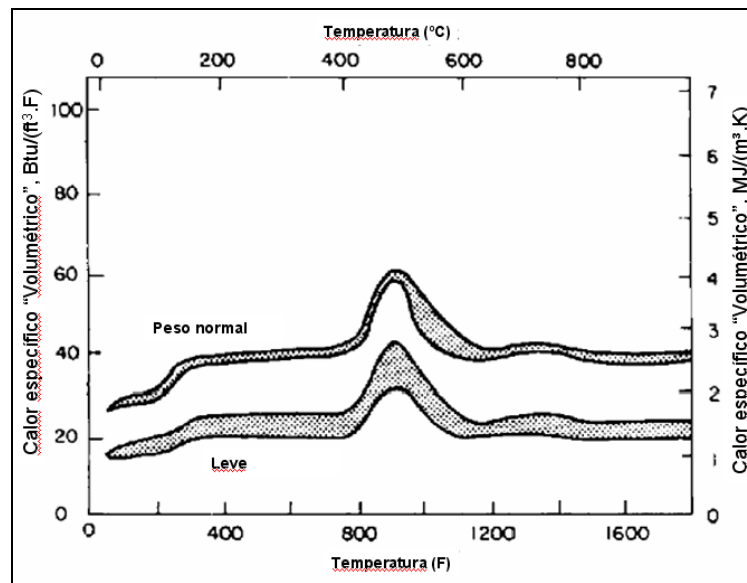


Figura 12 – Calor específico volumétrico de concretos de peso normal e de concretos leves.  
Fonte: ACI 216R (1989).

A Figura 13 apresenta valores de calor específico para concretos produzidos com agregados leves, silicosos e carbonáticos indicados por Buchanan (2003) e valores de calor específico para concretos produzidos com agregados silicosos indicados pelo Eurocode 2 (1993).

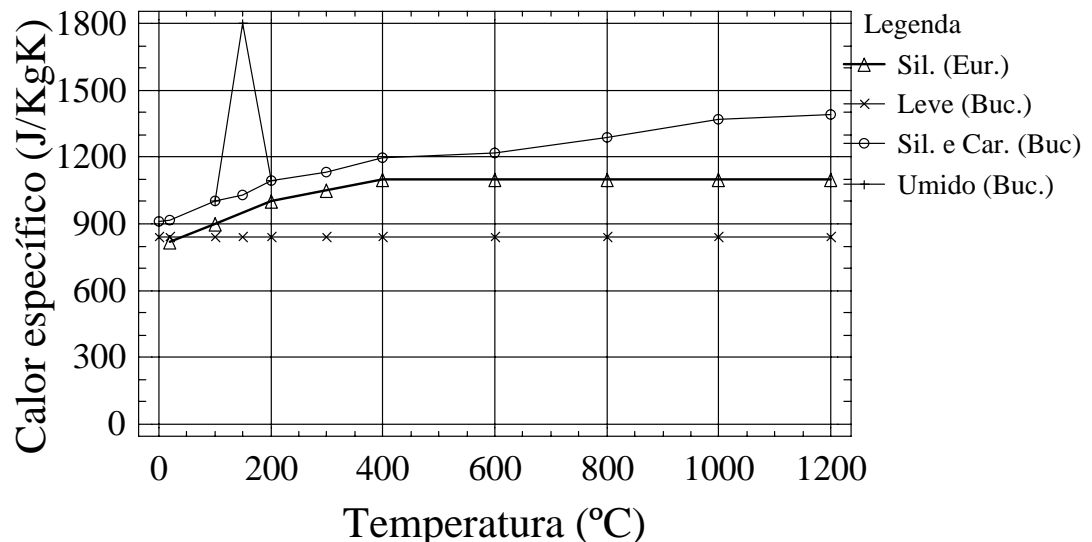


Figura 13 – Calor específico para concretos produzidos com agregados leves, silicosos e carbonáticos.  
Fonte: Buchanan (2003) e Eurocode 2 (1993).

Verifica-se que a umidade do concreto exerce influência sobre o calor específico do mesmo. Pode-se constatar que entre 100 e 200°C, ocorre a evaporação da água livre presente em sua constituição. Este efeito depende do teor de umidade do concreto

que está sendo aquecido, assim como do traço e das condições do mesmo no momento do ensaio.

#### - Difusividade térmica

Análoga à condutividade, a difusividade térmica no concreto também é diretamente influenciada pelo tipo de agregado: basalto, calcário e quartzo. A difusividade mede a velocidade da variação de temperatura no interior do material (NEVILLE, 1997) e é definida como sendo:

$$K = \frac{k}{c\rho}, \quad (13)$$

onde :

$K$  = difusividade,  $m^2/h$

$k$  = condutividade,  $J/m.h.K$

$c$  = calor específico,  $J/kg.K$

$\rho$  = massa específica do concreto,  $kg/m^3$

O calor propaga-se mais facilmente através de um concreto com uma difusividade térmica mais elevada. Para concreto de peso normal, a condutividade normalmente controla a difusividade térmica porque a massa específica e o calor específico não variam muito. A Tabela 4 apresenta valores de difusividade térmica para concreto com diferentes agregados graúdos.

Tabela 4 – Valores de difusividade térmica para concreto com diferentes agregados graúdo.

<b>Agregado Graúdo</b>	<b><math>m^2/h</math></b>
Quartzito	0,0054
Dolomita	0,0047
Calcário	0,0046
Granito	0,0040
Riolito	0,0033
Basalto	0,0030

Fonte : Mehta & Monteiro, (2008)

#### - Massa específica

A massa específica do concreto é afetada também pela temperatura. Durante o processo de aquecimento ocorre uma perda de massa do concreto, resultando em

acréscimo na porosidade e redução de massa específica. A Figura 14 apresenta os valores de redução de massa específica em função da temperatura indicados pelo Eurocode 2.

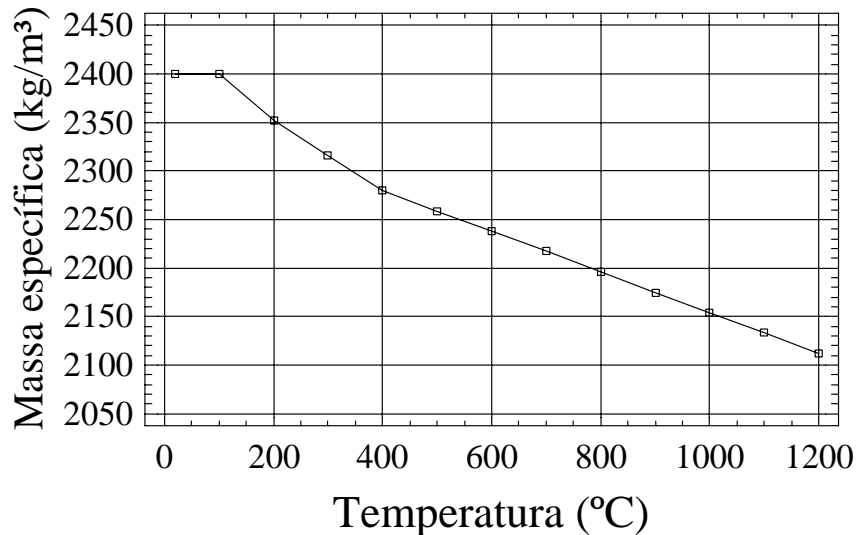


Figura 14 – Massa específica de concretos produzidos com agregados silicosos.  
Fonte: Eurocode 2 (1992).

## 2.4 ENSAIOS NÃO-DESTRUTIVOS (END)

Os ensaios não-destrutivos (END) são técnicas utilizadas na inspeção de materiais e estruturas, não deixando danos para serem reparados e não provocando perda da capacidade resistente da peça após o ensaio. Estes métodos são capazes de proporcionar informações a respeito do teor de defeitos do concreto, das características tecnológicas de um material, ou ainda, da monitoração da degradação em serviço de estruturas.

Na Engenharia Civil, os ensaios não-destrutivos são muito utilizados na avaliação do concreto *in situ*, podendo ser utilizados no controle tecnológico em estruturas pré-moldadas, na verificação da qualidade de materiais fornecidos, no esclarecimento de dúvidas sobre a mistura de concreto, a compactação, o lançamento, a cura ou transporte, no monitoramento da evolução da resistência, na localização de fissuras, falhas e vazios no concreto, na avaliação da uniformidade do concreto, para localizar deteriorações devido a sobrecargas, incêndios ou agressividade do meio ambiente, entre outros (EVANGELISTA, 2002).

Para utilização dos ensaios não-destrutivos, na avaliação da resistência mecânica de estruturas de concreto, é necessário que se obtenham curvas de correlação adequadas entre a resistência e a propriedade medida por meio de métodos não-destrutivos. É importante ressaltar que, para cada mistura de concreto, existe uma correlação própria a ser obtida, isto porque as características dos materiais que compõem o concreto influenciam diretamente nas propriedades medidas. Desta forma, uma correlação obtida para um determinado tipo de material não necessariamente se aplica a outra mistura composta por materiais de características distintas (ACI COMMITTEE 228, 1995).

De acordo com Malhotra e Carino (1991), fatores como: o tipo de cimento, a relação água-cimento, o tipo, a textura e as dimensões dos agregados influenciam significativamente nas propriedades relacionadas às informações obtidas através dos ensaios não-destrutivos nos concretos em estudo.

Para interpretar resultados de ensaios não-destrutivos aplicados em corpos-de-prova de concreto, deve-se considerar a condição dos corpos-de-provas, se molhados ou secos, pois, nos ensaios em corpos-de-provas secos, a resistência obtida é cerca de 10% a 15% maior. Desta forma, é importante que se conheça em que circunstância uma determinada curva de correlação foi obtida (BUNGEY, 1989). O comitê 228 do ACI (ACI 228R 1989) recomenda que a curva de correlação seja feita a partir de no mínimo seis níveis de resistência, sendo que estes níveis podem ser relativos a um mesmo concreto ensaiado em idades diferentes.

#### **2.4.1 Tipos de ensaios não-destrutivos**

Diversos tipos de ensaios (métodos) não-destrutivos têm sido propostos para avaliação da resistência à compressão. Dentre alguns dos aplicados ao concreto, citam-se a esclerometria (relaciona dureza superficial com resistência), a maturidade (relaciona o produto idade-temperatura com resistência), o ultra-som (relaciona velocidade de propagação do pulso ultra-sônico com resistência e módulo de elasticidade), a penetração de pinos (relaciona a resistência do concreto com a profundidade de penetração de um pino ou parafuso disparados com uma pistola contra a superfície do concreto). Embora cada um destes testes tenha suas particularidades, diferenciando-se quanto à propriedade avaliada, são todos de simples

utilização. Além disso, utilizam equipamentos de fácil aquisição e manuseio quando comparados à extração de testemunhos (EVANGELISTA,2002). Neste trabalho será abordado somente o ensaio de ultra-som.

#### - Ensaio de ultra-som

O ensaio de ultra-som no concreto consiste na propagação de pulsos de tensão com frequência acima da perceptível pelo ouvido humano, acima de 20 kHz. Este método fornece informações de inspeções qualitativas do material em estudo, ou seja, não deve ser utilizado sozinho, pois os valores que se obtém através das inspeções com este método não são valores absolutos. O ideal é que sempre se façam estudos comparativos nas zonas sãs ou pouco afetadas pelo sinistro. Para se obter valores de referência absolutos é necessário utilizar técnicas semi-destrutivas para validar os resultados.

A velocidade de propagação de um pulso ultra-sônico é dada pela seguinte expressão:

$$V = \lambda f, \quad \text{Eq. 14}$$

onde:

$V$  = velocidade do pulso, função das propriedades do meio;

$\lambda$  = comprimento da onda;

$f$  = frequência da onda;

A velocidade de propagação de um pulso em um meio depende das propriedades elásticas e da massa específica do meio. Para um material elástico, isotrópico, homogêneo e infinito, a velocidade do pulso longitudinal é dada por:

$$V = \sqrt{\frac{KE_d}{\rho}}, \quad \text{Eq. 15}$$

sendo:

$$k = \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}, \quad \text{Eq. 16}$$

onde:

$V$  = velocidade do pulso (m/s);

$E_d$  = módulo de elasticidade dinâmico (N/m<sup>2</sup>);

$\rho$  = massa específica (kg/m<sup>3</sup>);

$\nu$  = coeficiente de Poisson dinâmico.

O método de ultra-som baseia-se no fato de que a velocidade ( $V$ ) de propagação dos pulsos é influenciada pela densidade e propriedades elásticas do concreto. O ensaio consiste na medição do tempo ( $t$ ) em que os pulsos ultra-sônicos levam para atravessar o concreto, ou seja, atravessar a distância ( $L$ ) entre o transmissor e receptor (figura 14). O comprimento percorrido é dividido pelo tempo, resultando na velocidade média de propagação,  $V = \frac{L}{t}$ , (MALHOTRA, 1984).

Os principais fatores que influenciam a velocidade de propagação de pulsos no concreto são: resistência do concreto, natureza geológica do agregado, proporcionamento da mistura, tipo de cimento, temperatura, tamanho e forma do elemento, nível de tensão, distância entre transdutores, condições da mistura, presença de armadura e fissuras.

Além disto, deve ser observado que, para um mesmo agregado e um mesmo consumo de cimento, a velocidade do pulso ultra-sônico é influenciada por alterações na estrutura da pasta de cimento, resultantes de variações na relação água/cimento, no tipo de cimento, na dosagem, nas condições de cura e na idade, os quais têm influência sobre o módulo de elasticidade da pasta de cimento endurecida (ALMEIDA, apud STEIL *et al.*, 2001).

A RILEM NDT1 (1972) recomenda um comprimento mínimo para a propagação das ondas: 100 mm para concreto com agregado máximo de 30 mm e 150 mm para concreto com agregado máximo de 45 mm. A dimensão do agregado também deve ser inferior ao comprimento da onda ( $\lambda$ ) para evitar redução da energia do pulso e a possível perda de sinal no receptor (BUNGEY, 1989).

O equipamento para este ensaio é de fácil operação e de custo não muito elevado (SWAMY e AL-HAMED, 1984; PHOON *et al.*, 1999).

De acordo com o ACI 216 (1986), o método de ultra-som tem vários condicionantes. O alinhamento dos transdutores é decisivo para a determinação do tempo de percurso da onda. A boa ligação entre o concreto e o transdutor é um ponto crítico do método, (MALHOTRA, 1984, STURRUP *et al.* 1984, ACI-364, 1993). Para garantir um contato contínuo entre os transdutores e a superfície do concreto é necessário a utilização de acoplantes como vaselina, silicone ou graxa, pois é

necessário garantir que não haja espaço vazio entre a amostra e o transdutor, pois isso levaria a resultados incoerentes.

Transdutores com frequência natural entre 20 kHz e 200 kHz são os mais adequados para uso no concreto, sendo que o mais utilizado é o de 54 kHz, disponível em diversos países.

### - Ensaio

O ensaio de propagação de pulso ultra-sônico consiste em medir o tempo de percurso que um pulso demora para atravessar o concreto (NBR 8802, 1988). Os pulsos ultra-sônicos são gerados aplicando-se uma rápida diferença de potencial através da espessura de um material (cristal) piezo-elétrico, que forma a base dos transdutores. O cristal produz vibrações na sua frequência fundamental na direção normal ao seu plano que serão transferidas ao meio em estudo como energia mecânica (ondas-tensão), conforme ilustrado na Figura 15.

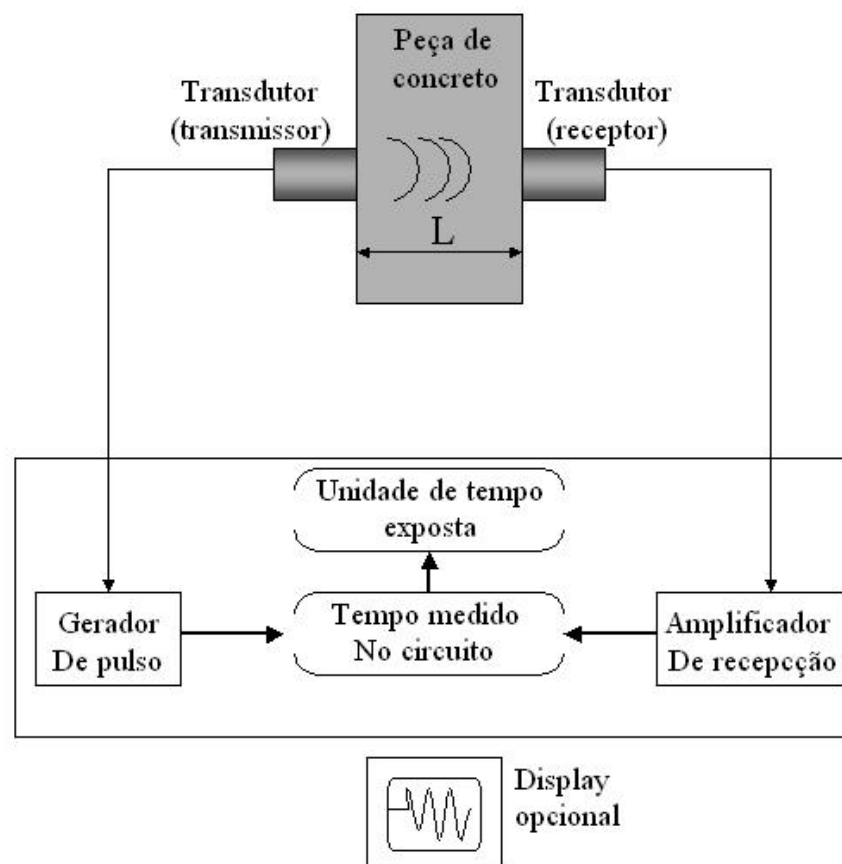


Figura 15 – Diagrama típico de um equipamento de ultra-som  
Fonte: Malhotra e Carino (2004).

O ensaio pode ser realizado em três tipos de transmissão: direta, indireta e semi-direta (Figura 16) nos quais três tipos de pulsos são gerados: longitudinal (compressão), transversal (cisalhamento) e de superfície (Rayleigh). Os pulsos longitudinais ou de compressão são duas vezes mais rápidos que os outros dois tipos e têm a posição das partículas na mesma direção em que os pulsos se propagam. Os pulsos transversais ou de cisalhamento têm as partículas movimentando-se perpendicularmente à direção de percurso do pulso, em ângulo reto. Os pulsos de superfície ou Rayleigh têm percurso ao longo da superfície e têm as partículas posicionadas elípticamente (MALHOTRA e CARINO, 2004).

O tempo de percurso entre os pontos de emissão e recepção do pulso é medido eletronicamente. A distância linear entre os transdutores, dividida pelo tempo de percurso, fornece a velocidade de propagação do pulso.

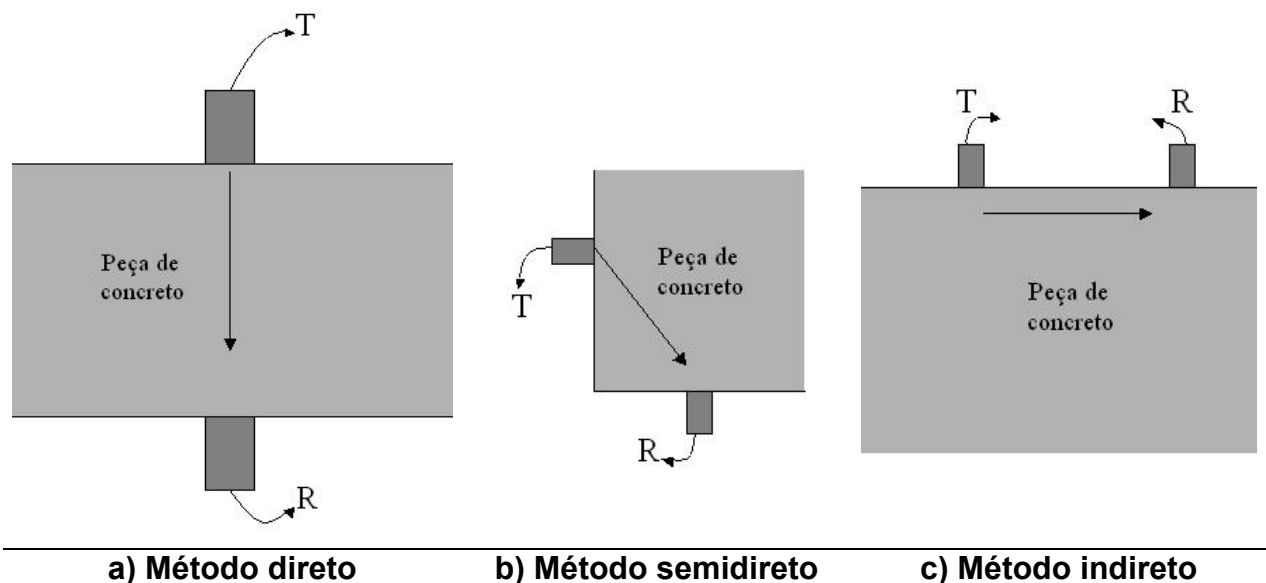


Figura 16 – Três tipos de transmissão de pulso  
Fonte: Malhotra e Carino (2004).

Para a análise de estruturas sinistradas por incêndio, o método de ultra-som pode ser aplicado nos diferentes tipos de transmissão, tais como:

#### - Método direto

O ensaio de ultra-som no seu modo de transmissão direto é realizado basicamente para a montagem de curvas de correlação entre a velocidade de propagação de pulsos ultra-sônicos com as propriedades mecânicas do concreto, tais



como, resistência à compressão axial e módulo de elasticidade, onde também podem ser realizadas comparações entre zonas de concreto sãs e zonas de concreto sinistradas por incêndio.

De acordo com o manual técnico do ultra-som fornecido pela C.N.S. ELECTRONICS LTD, a qualidade do concreto é geralmente avaliada pela medição da sua resistência à compressão. Em pesquisas realizadas pode-se verificar que não existe uma correlação simples entre resistência à compressão axial e velocidade de pulso ultra-sônico, pois a correlação é afetada pelo tipo de agregado, relação agregado/cimento, idade do concreto, tamanho e dimensões dos agregados, condições de cura, etc.

A Figura 17 ilustra uma correlação apresentada pelo manual do equipamento de ultra-som fornecido pela C.N.S. ELECTRONICS LTD. A relação apresentada se refere à resistência residual/velocidade de pulso ultra-sônico para um determinado concreto após incêndio para concreto com “areia grossa” em traço de 1:6.

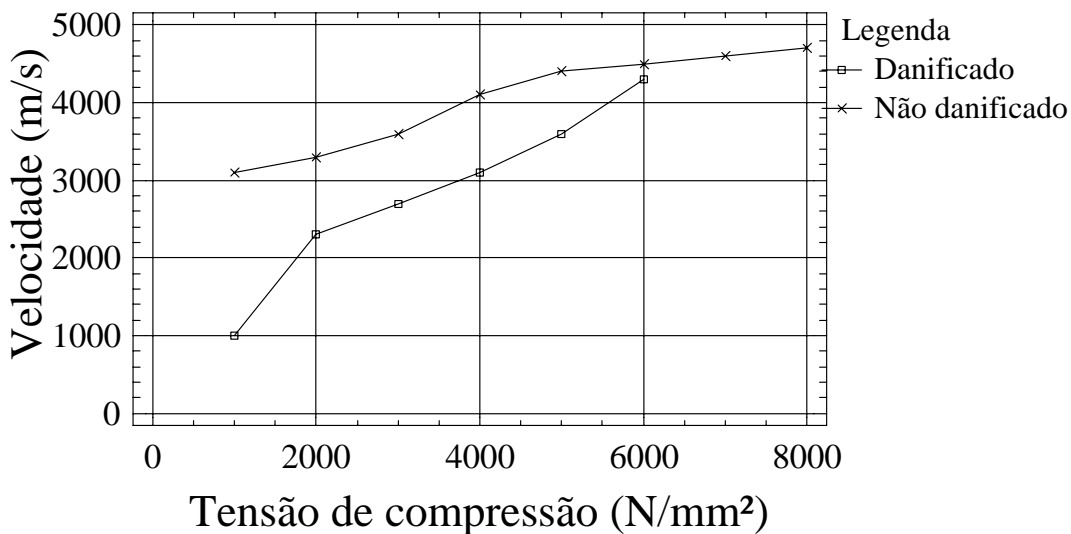


Figura 17 – Relação resistência residual/velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos para o concreto após incêndio.

Fonte: C.N.S. ELECTRONICS LTD.

A Figura 18 ilustra o efeito da máxima temperatura de aquecimento do concreto após incêndio para resfriamento brusco e para o resfriamento lento.

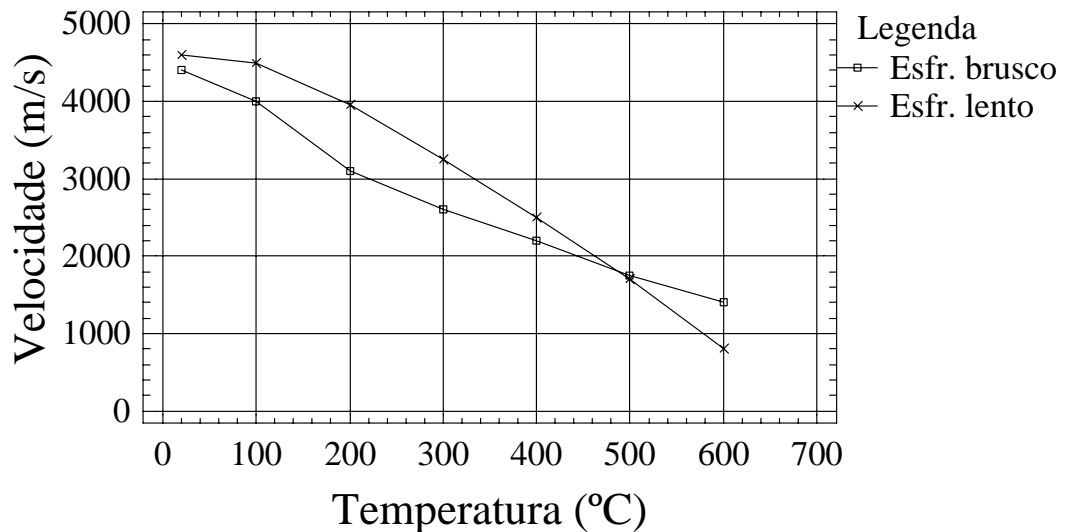


Figura 18 – Efeito da temperatura na velocidade dos pulsos ultra-sônicos para o concreto após incêndio.  
Fonte: C.N.S. ELECTRONICS LTD.

Pode-se observar que a temperatura contribui de forma significativa na redução da velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos, isto porque, com o aumento da temperatura, ocorre um aumento da porosidade. É possível observar também que inicialmente, até os 500 °C, os concretos resfriados bruscamente apresentam menores velocidades de propagação dos pulsos ultra-sônicos, sendo que após os 500 °C, ocorre uma inversão, ou seja, os concretos resfriados lentamente apresentaram menores velocidades de propagação dos pulsos ultra-sônicos.

Para os corpos-de-prova resfriados bruscamente, a relação geral entre resistência e velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos foi independente da taxa de aquecimento, mas a verdadeira diminuição na velocidade de propagação dos pulsos, num caso específico, foi dependente da temperatura máxima atingida e do aumento da taxa de temperatura. O tratamento pós-queima teve uma grande influência sobre a medição da velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos e mudaram as relações com a resistência e especialmente quando os corpos-de-prova foram aquecidos rapidamente, e imersos em água (C.N.S. ELECTRONICS LTD).

Em pesquisa realizada por Zoldners, Wilson e Malhotra (1989), corpos-de-prova das mesmas dimensões foram produzidos com diferentes agregados e submetido a um tratamento térmico que consiste de um aquecimento de uma hora, a temperaturas entre 100 e 1000 ° C seguidos por resfriamento ao ar. A velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos foi reduzida com o aumento da temperatura. É possível observar que o ensaio de ultra-som é uma importante ferramenta de uso na

engenharia civil. Este método, quando utilizado de forma correta, respeitando-se todos os seus procedimentos, torna-se uma importante ferramenta na avaliação das propriedades residuais de estruturas de concreto após incêndio.

#### **- Método indireto**

A utilização do ensaio de ultra-som no concreto no método de transmissão indireta pode ser utilizado para determinar a espessura da camada de concreto degradada pelo incêndio.

Conforme o ACI 228 (1998), a região superficial do concreto deteriorada pela ação do fogo apresentará velocidade de propagação inferior a da região das camadas mais internas. Neste caso a utilização do método de ultra-som deve ser realizado no modo de transmissão indireto. Este modo é feito com os transdutores dispostos na mesma superfície (ensaio indireto). Assume-se que as ondas propagam-se através de dois caminhos: um caminho seria diretamente através da camada superficial deteriorada e o outro caminho seria parte através da camada deteriorada e parte através do concreto sã.

Para pequenos afastamentos entre o transmissor e receptor, o tempo de propagação será menor pelo primeiro caminho. Portanto serão captados inicialmente os pulsos que propagam através da camada superficial. Com o tempo medido e conhecida a distância entre transmissor e receptor pode-se avaliar a correspondente velocidade. Para afastamentos maiores, os pulsos percorrem o segundo caminho, sendo que este efeito pode estar relacionado ao fato de que na região degradada existem fissuras e um grande número de vazios, ou seja, a densidade do material nas regiões externas da peça submetida ao incêndio se diferencia da densidade do material nas regiões internas da mesma, alterando desta forma o caminho de propagação dos pulsos ultra-sônicos que tenderão a percorrer o melhor caminho, ou seja, o caminho mais rápido. A Figura 19 ilustra as trajetórias para teste de ultra-som na superfície de um concreto contendo camada superficial danificada, e a Figura 20 ilustra o gráfico tempo de propagação x distância entre transdutores.

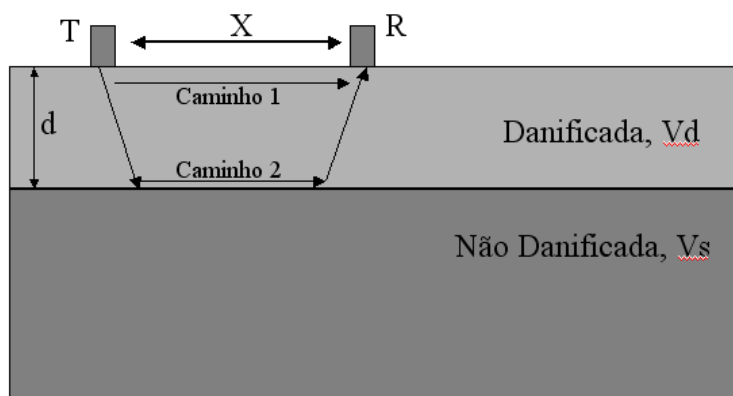


Figura 19 – Trajetória de percurso do pulso ultra-sônico na superfície de um concreto aquecido.  
Fonte: Malhotra e Carino (2004)

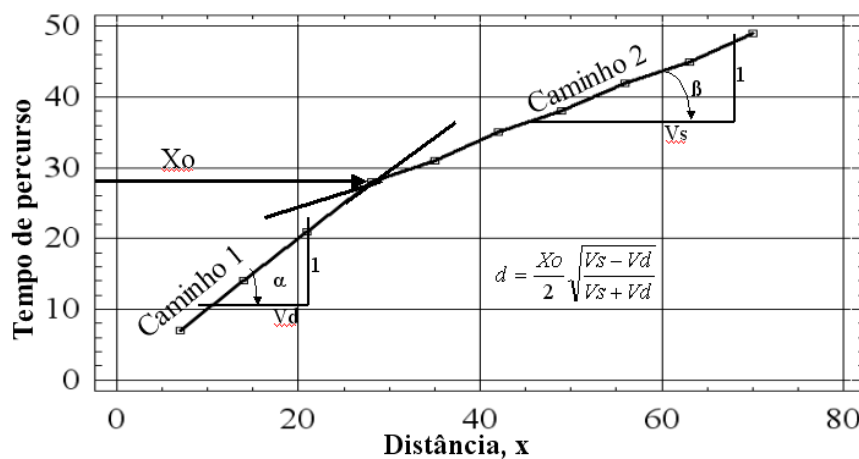


Figura 20 – Ultra-som em elementos de concreto danificados por incêndio (método indireto)  
Fonte: Malhotra e Carino (2004)

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta secção são apresentados os materiais e os métodos empregados durante a realização desta pesquisa.

#### 3.1 MATERIAIS

Os concretos empregados neste trabalho foram aqueles comumente usados pelas concreteiras da região e produzidos com agregados disponíveis na grande Florianópolis.

Os materiais usados para a produção dos concretos, objeto desta pesquisa, cujas composições granulométricas e características físico-químicas se encontram no Anexo 1, consistiam em agregados graúdos, agregados miúdos, cimento e água. Os agregados graúdos são de origem granítica e estão divididos em duas composições granulométricas: brita 0 (9,5 mm) e brita 1 (19 mm). Os agregados miúdos utilizados neste trabalho são também divididos em duas composições granulométricas: areia natural (fina) e areia industrial (de britagem). O cimento utilizado é o cimento Portland tipo CPIV, e a água empregada para fabricação dos concretos é a fornecida pela rede de abastecimento.

#### 3.2 AMOSTRAS E CORPOS-DE-PROVA

Este trabalho foi planejado com três amostras de 20, 35 e 50 MPa, sendo cada uma composta por 40 corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 10 cm x 20 cm, tendo em vista que, no Brasil, os ensaios para determinação do módulo de elasticidade e da resistência à compressão axial são realizados em corpos-de-prova cilíndricos. Cada amostra foi dividida em 5 grupos de 8 corpos-de-prova, os quais foram aquecidos nos níveis de temperatura indicados na Tabela 5. A relação diâmetro altura adotada para os corpos-de-prova desta pesquisa foi de 1:2. Embora a RILEM TC129MHT (2000) recomende que a relação diâmetro / altura dos corpos-de-prova cilíndricos deve ser de 1:3, não foi possível utilizá-la neste trabalho por não se possuir os moldes com estas dimensões.

Tabela 5 - Amostras e corpos-de-prova para ensaio.

Temperatura de exposição (°C)	$f_{ck}$ estimado (MPa)	$f_{ck}$ obtido (MPa)	Número de leituras realizadas nos corpos-de-prova				
			CP	Vel. (m/s)	$f_c$ (MPa)	E (GPa)	Massa (%)
20	20	28,11	8	8	8	8	8
	35	35,05	8	8	8	8	8
	50	36,15	8	8	8	8	8
300	20	28,11	8	8	8	8	8
	35	35,05	8	8	8	8	8
	50	36,15	8	8	8	8	8
500	20	28,11	8	8	8	8	8
	35	35,05	8	8	8	8	8
	50	36,15	8	8	8	8	8
700	20	28,11	8	8	8	8	8
	35	35,05	8	8	8	8	8
	50	36,15	8	8	8	8	8
900	20	28,11	8	8	8	8	8
	35	35,05	8	8	8	8	8
	50	36,15	8	8	8	8	8
TOTAL			120	120	120	120	120

Todos os corpos-de-prova foram retificados antes da realização dos ensaios. A retificação foi realizada nas superfícies de topo dos cilindros. Para cada corpo-de-prova foram realizados ensaios de velocidade de propagação de pulsos ultra-sônicos, leitura de perda de massa, módulo de elasticidade e resistência à compressão axial em comparação com as amostras de referência.

### 3.2.1 Traços das amostras

Os traços adotados neste trabalho foram obtidos pelo método de dosagem IPT/EPUSP com consistência fixada em  $60 \pm 10$  cm. Este método, também conhecido como o método dos 4 quadrantes, baseia-se no ajuste de curvas de resistência e trabalhabilidade em função dos requisitos estruturais e de produção da estrutura no canteiro. Os traços unitários dos concretos utilizados, em massa, foram de 1:2,64:3,36:0,588; 1:2,12:2,88:0,504 e 1:1,60:2,40:0,420 (cimento : areia : brita : água) para os grupos de resistência de 20 MPa, 35 MPa e 50 MPa, respectivamente. Os

agregados miúdo e graúdo foram utilizados na seguinte proporção: 35 % de areia fina e 65 % de areia média; 30 % de brita 0 e 70 % de brita 1.

A Tabela 6 apresenta os traços em peso para os três grupos de resistência investigados neste trabalho.

Tabela 6 - Traços estudados

<b>f<sub>ck</sub> estimado (MPa)</b>	<b>f<sub>ck</sub> obtido (MPa)</b>	<b><math>\alpha</math> (%)</b>	<b>Cimento (kg)</b>	<b>Areia Fina (kg)</b>	<b>Areia média (kg)</b>	<b>Brita 0 (kg)</b>	<b>Brita 1 (kg)</b>	<b>Água (kg)</b>
20	28,11	52	33	30,49	56,62	33,26	77,61	19,40
35	35,05	52	38	28,19	52,36	32,83	76,60	19,15
50	36,15	52	39	21,84	40,56	28,08	65,52	16,38

### 3.3 CURA DOS CORPOS-DE-PROVA

Após serem desenformados, todos os corpos-de-prova foram armazenados em um tanque com água à temperatura ambiente, durante 28 dias. Após este período, os corpos-de-prova foram retirados da água e armazenados em ambiente de laboratório até completarem idades acima dos 160 dias, sendo que a partir desta idade, os mesmos foram submetidos aos ensaios. Para os ensaios, foi adotada a idade de 160 dias, pois a partir dos 90 dias as reações químicas que ocorrem no concreto tendem a se estabilizar, diminuindo desta forma as interferências que poderiam ocorrer devido aos efeitos de reações químicas (MEHTA e MONTEIRO 2008).

### 3.4 AQUECIMENTO DOS CORPOS-DE-PROVA

Os corpos-de-prova com idades acima dos 160 dias foram aquecidos a 4 níveis de temperatura: 300, 500, 700 e 900 °C durante um período de 2h e 30 min. a uma taxa de aquecimento de 7,4 °C/min. Embora a RILEM TC129MHT (2000) indique que a taxa de aquecimento para concreto material deve ser de 3 °C/min, neste programa experimental não foi possível adotar esta taxa devido às condições limitantes do equipamento disponível.

Em pesquisas anteriores realizadas por Anderberg (2003) e também Lima (2005), a taxa adotada foi de 27,4 °C/min, sendo esta taxa referente à taxa média de acréscimo na temperatura, prevista na curva de incêndio-padrão da ISO 834, para os primeiros 30 minutos de ensaio, porém a RILEM TC129MHT (2000) indica que esta

taxa é aconselhável apenas para elementos estruturais de concreto. Para cada temperatura adotada, a curva de aquecimento foi calculada em função da taxa de aquecimento, conforme se pode observar na Tabela 7.

Tabela 7 - Programa de aquecimento.

Temperatura (°C)	T (°C)	t (hr:min)	TH (hr.min)
300	303,4	00:41	01:49
500	503,2	01:08	01:22
700	703	01:35	00:55
900	902,8	02:02	00:28

O tempo de aquecimento (2h e 30 min.) foi fixado para garantir que todos os corpos-de-prova ficassem expostos por um período mínimo de 30 (trinta) minutos na temperatura a qual se estava ensaiando. Conforme se pode observar na Figura 21, o programa de aquecimento está em função do tempo.

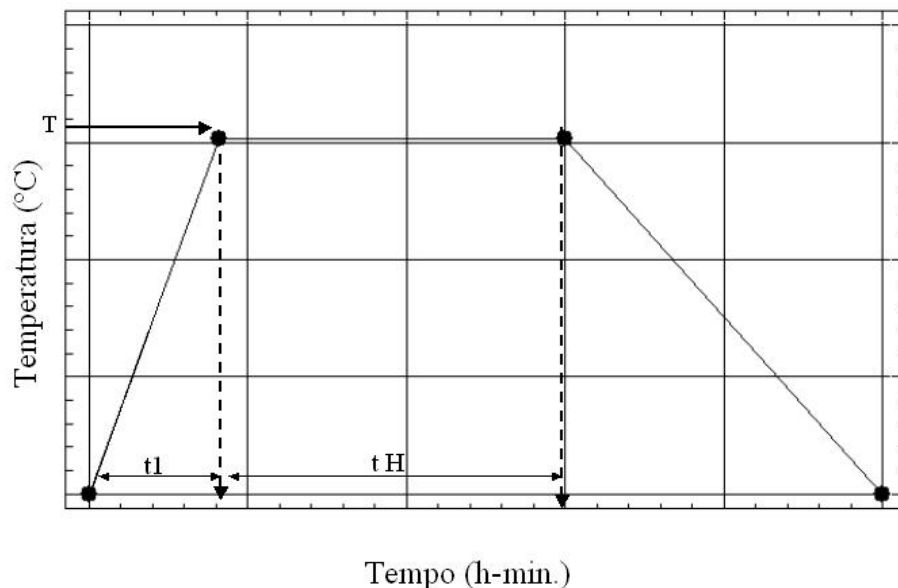


Figura 21 - Curva de aquecimento.

onde:

T: temperatura que representa o patamar desejado;

t: tempo necessário para que a temperatura atinja o patamar desejado;

t H: tempo de patamar desejado, ou seja, tempo de exposição do concreto na temperatura desejada;

Após os corpos-de-prova permanecerem em aquecimento durante o tempo determinado, a mufla foi desligada e permaneceu fechada durante 24 horas para que ocorresse o resfriamento natural dos concretos. Sabe-se que em casos reais de



incêndio, as estruturas de concreto armado são resfriadas com água na maioria das vezes. Contudo, neste trabalho, não foi possível simular esta situação, pois a mufla só poderia ser aberta em temperaturas inferiores a 150 °C para não ter danificado o seu revestimento cerâmico.

O equipamento utilizado no aquecimento foi uma mufla elétrica (estufa) da marca Linn Elektro Therm, fabricada na Alemanha de dimensões 100 cm × 100 cm com capacidade de até 1600 °C, conforme ilustra a Figura 22. Para monitorar a temperatura no interior da mufla durante o aquecimento dos corpos-de-prova, foram utilizados termopares adicionais do tipo K.



Figura 22 - Mufla utilizada para aquecimento dos corpos-de-prova cilíndricos.

Para evitar que os possíveis lascamentos explosivos danificassem o revestimento cerâmico da mufla, foi confeccionada uma gaiola de proteção em aço inoxidável para que os corpos-de-prova fossem colocados dentro da mesma durante o aquecimento (Figura 23). Esta proteção foi confeccionada em tela moeda com aberturas de 22 mm de diâmetro, espaçadas a cada 5 mm. Foi adotada a tela moeda para confecção da proteção da mufla, para que as aberturas da tela garantissem a homogeneização da temperatura no interior da mufla.

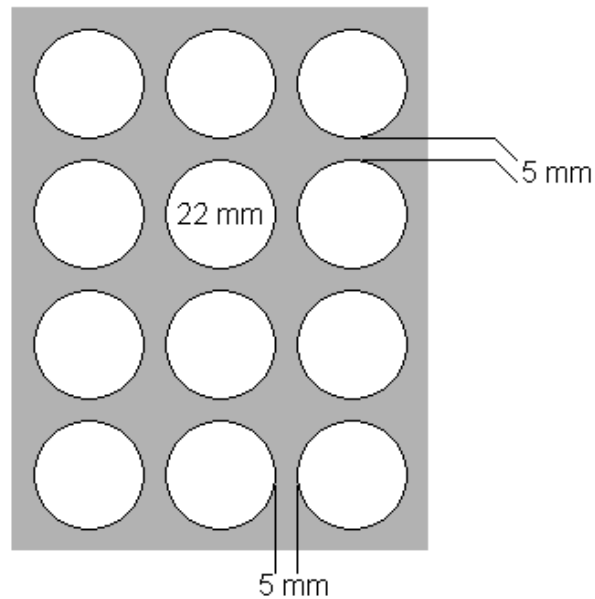


Figura 23 - Tela moeda utilizada no dispositivo de proteção da mufla.

### 3.5 DETERMINAÇÃO DA PERDA DE MASSA

A perda de massa dos corpos-de-prova ocorrida durante o ensaio foi determinada pela diferença entre as massas antes do aquecimento e 24 h após, empregando-se a Eq. (17).

$$pm = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \cdot 100 \quad \text{Eq. 17}$$

onde

$p_m$  é a perda de massa do corpo-de-prova (%);

$m_1$  = massa do corpo-de-prova de referência (kg), antes do aquecimento;

$m_2$  = massa do corpo-de-prova 24 horas após ser exposto à altas temperaturas, em (kg).

A balança usada para a pesagem dos corpos-de-prova foi da marca Urano modelo UDC 15000/5, com capacidade de 15010 g e precisão de 5 g.

### 3.6 VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DOS PULSOS ULTRA-SÔNICOS

Para a determinação da velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos nos grupos de concreto de resistência 20, 35 e 50 MPa foram utilizados os mesmos corpos-de-prova usados na determinação da resistência à compressão axial, da perda de massa e do módulo de elasticidade, sendo as leituras de velocidade realizadas antes e após o aquecimento por meio do equipamento PUNDIT (Portable Ultrasonic Non Destructive Indicating Tester) com frequência de 54 kHz (Figura 24).



Figura 24 - Equipamento de ultra-som

As leituras de velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos foram efetuadas pelo método direto, com os transdutores posicionados nas faces planas do cilindro, visto que através deste método os pulsos ultra-sônicos são recebidos com maior intensidade.

Para garantir um maior alinhamento entre os transdutores, foi confeccionado um gabarito com o mesmo diâmetro do corpo-de-prova (10 cm), onde foram posicionados os transdutores com diâmetro de 5 cm no centro dos mesmos, conforme pode ser visualizado nas Figuras 25a e 25b, sendo também aferidas as medidas dos corpos-de-prova.

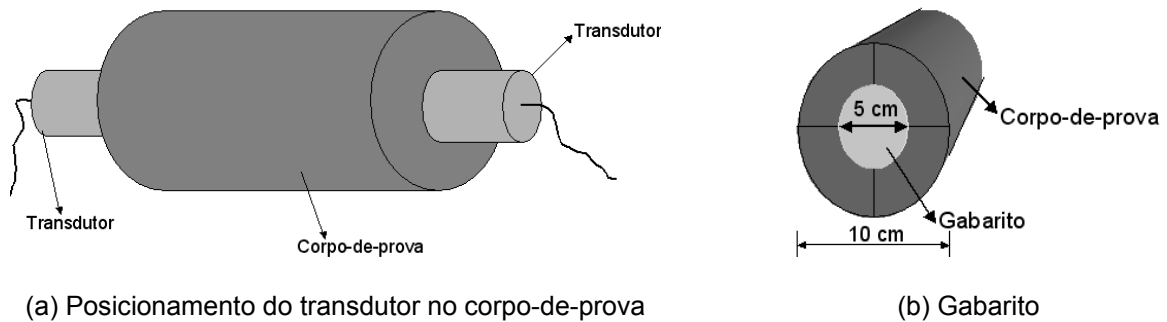


Figura 25 - **(a)** Posicionamento do transdutor no corpo-de-prova; **(b)** Gabarito para posicionamento do transdutor no corpo-de-prova.

A determinação da velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos nos corpos-de-prova cilíndricos de concreto foi efetuada a partir do tempo que o pulso levou para percorrer a distância entre um transdutor e outro, ou seja, a altura do corpo-de-prova por meio da Eq. 18.

$$V = \frac{L}{t} \quad \text{Eq. 18}$$

onde:

$V$  = velocidade de propagação (m/s);

$L$  = distância entre os centros de acoplamentos das faces dos transdutores (m);

$t$  = tempo decorrido entre a emissão e a recepção do pulso de onda (s).

### 3.7 MÓDULO DE ELASTICIDADE E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL

Os ensaios mecânicos para a determinação do módulo de elasticidade e da resistência à compressão axial foram realizados de acordo com as normas NBR 5739 (1994) e NBR 8522 (2003) após o resfriamento de 24 horas dos corpos-de-prova, em uma máquina Shimadzu modelo UH – 2000 KNA fabricada no Japão.

A Figura 26 ilustra o aparato de medição das deformações, sendo este, composto por dois extensômetros. As informações de deformação medidas nos corpos-de-prova no instante do ensaio são armazenadas no computador juntamente com as de cargas aplicadas. Após o rompimento dos corpos-de-prova, é possível obter todas as informações de tensão e deformação aplicadas nos mesmos, possibilitando dessa forma o cálculo do módulo de elasticidade e resistência à compressão axial, através das equações 19 e 20 vistas anteriormente.

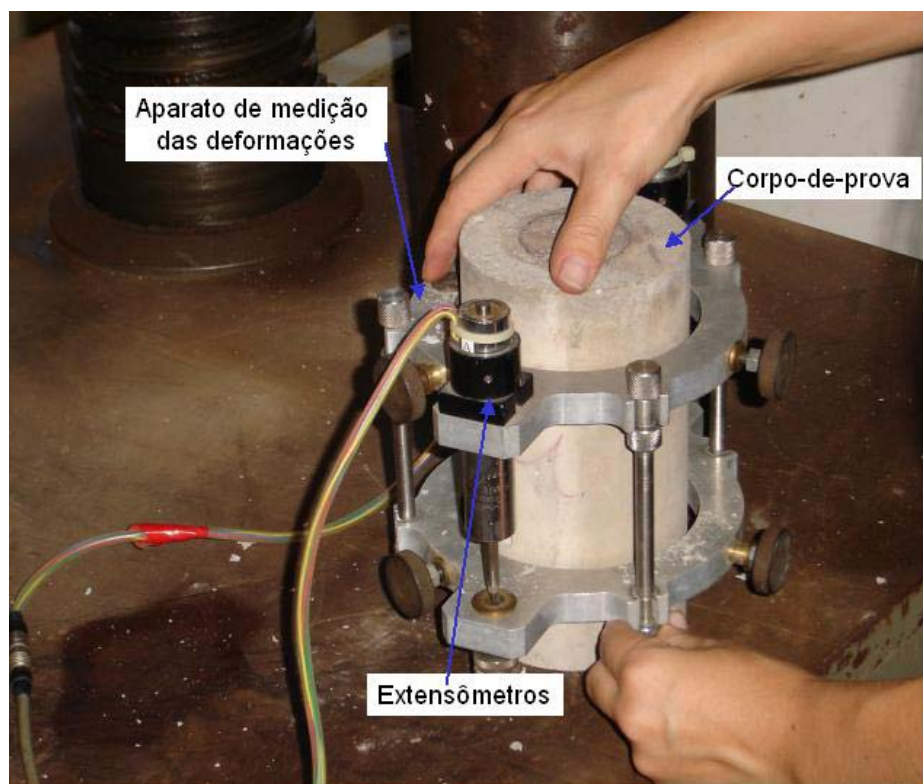


Figura 26 - Preparação do corpo-de-prova para o ensaio de módulo de elasticidade e resistência à compressão axial.

A Figura 27 ilustra o corpo-de-prova na prensa no momento do ensaio do módulo de elasticidade e resistência à compressão axial.



Figura 27 - Corpo-de-prova na prensa no momento do ensaio de módulo de elasticidade e resistência à compressão axial.

Todos os corpos-de-prova foram medidos para aferição da área dos mesmos para o cálculo da resistência à compressão axial e módulo de elasticidade. Em situações nas quais ocorreu a perda de seção devido ao lascamento, os corpos-de-prova não foram submetidos a ensaios de resistência à compressão axial e módulo de elasticidade, resultando na redução do nº de exemplares da amostra.

A máquina de ensaio possui sistema de aquisição de dados onde são registrados o deslocamento da travessa de aplicação de carga e a força aplicada. A determinação do módulo de elasticidade e da resistência à compressão axial foi feita no mesmo ensaio, sendo o módulo obtido a partir das deformações a 30% do valor da resistência. Deste ensaio foi obtido o valor da carga de ruptura, deformação a 30% da carga de ruptura e a deformação a 0,5 MPa conforme ilustrado na Figura 25. De posse destes dados foi possível calcular o valor da resistência à compressão axial e módulo de elasticidade.

A resistência à compressão foi obtida dividindo-se a carga da ruptura ( $F_{máx}$ ) pela área da seção transversal do corpo-de-prova ( $A$ ) como mostrado abaixo (Eq. 19):

$$\sigma = \frac{F_{máx}}{A} \quad \text{Eq. 19}$$

O módulo de elasticidade foi determinado a partir das tensões e deformações a 30 % da carga de ruptura (Eq. 20), pois neste estágio, o concreto apresenta um comportamento linear.

$$E_{ci} = \frac{\sigma_{0,3fc} - 0,5}{\varepsilon_{0,3fc} - \varepsilon_{0,5MPa}} \quad \text{Eq. 20}$$

onde:

$\sigma_{0,3fc}$  é a tensão 30 % da carga de ruptura, em MPa ( $\sigma = 0,3f_c$ );

$\sigma_{(0,5)}$  é a tensão básica, considerada para absorver as pequenas deformações iniciais decorrentes da acomodação do equipamento (0,5 MPa);

$\varepsilon_{0,3fc}$  é a deformação específica média dos corpos-de-prova ensaiados sob a tensão a 30 % da carga de ruptura;

$\varepsilon_{0,5 MPa}$  é a deformação específica média dos corpos-de-prova ensaiados sob a tensão básica ( $\varepsilon_{0,5 MPa}$ ).

A Figura 28 ilustra a relação tensão-deformação específica de um corpo-de-prova de concreto durante o ensaio de compressão axial.

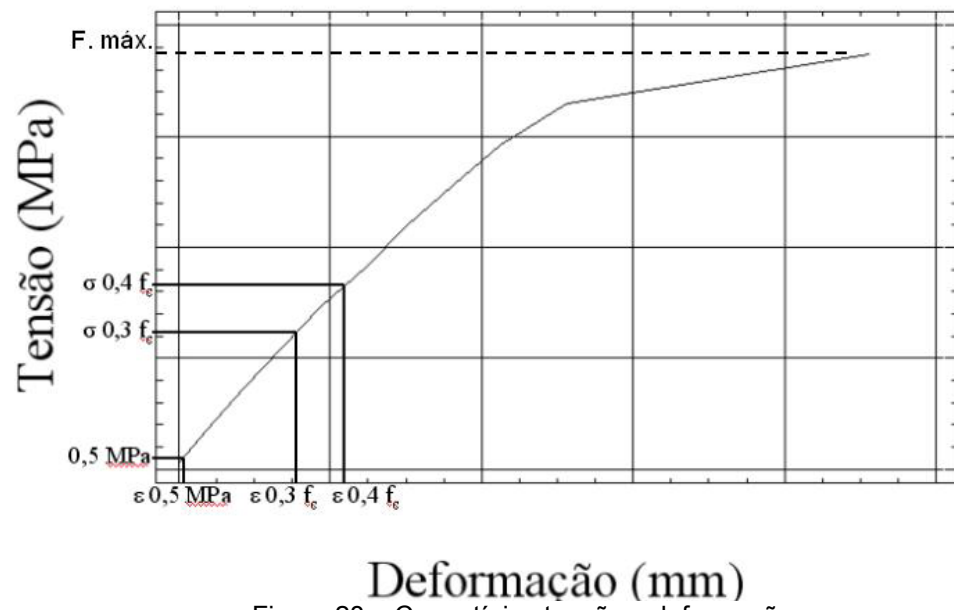


Figura 28 – Curva típica tensão x deformação.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos na presente pesquisa, sendo inicialmente analisada a influência de 5 níveis de temperatura de aquecimento situadas entre 20 e 900 °C nas propriedades físico-mecânica do concreto, tais como perda de massa, resistência à compressão axial, módulo de elasticidade e velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos e posteriormente foram realizadas correlações desses parâmetros com a temperatura dos ensaios.

Os resultados foram tratados estatisticamente e foi realizada a análise de variância (MONTGOMERY e RUNGER, 2002), com o objetivo de verificar a existência de diferença significativa entre as variáveis nos diferentes níveis de temperatura. A análise de variância foi realizada através do método de Bonferroni com intervalo de 95% de confiança, em cada grupo devido ao número diferente de corpos-de-prova causado por lascamentos explosivos (NIST/SEMATECH E-HANDBOOK OF STATISTICAL METHOD, 2003). Nos casos em que os desvios-padrão apresentaram diferenças estatísticas significativas dentro da amostra, não foi possível realizar a análise de variância, visto que a premissa básica deste método consiste na igualdade dos desvios-padrão.

### 4.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

No programa experimental inicial desta pesquisa foram previstas três amostras de concreto com resistências características à compressão de 20, 35 e 50 MPa, sendo cada uma composta por 40 corpos-de-prova as quais correspondiam aos grupos C1, C2 e C3. Contudo verificou-se que as resistências características obtidas não foram aquelas propostas inicialmente, conforme se pode verificar na Tabela 8.

Tabela 8 – Resistência à compressão das amostras

	Grupo C1	Grupo C2	Grupo C3
<b><math>f_{ck}</math> estimado (MPa)</b>	20	35	50
<b><math>f_{ck}</math> obtido (MPa)</b>	28,11	35,0	36,1
<b><math>f_{cm}</math> (MPa)</b>	39,24	48,0	55,4
<b>Desvio-padrão (MPa)</b>	5,87	6,8	10,2
<b>Nº CP</b>	8	8	8



Verificou-se que as resistências características de 35,05 MPa (grupo C2) e 36,15 MPa (grupo C3) não apresentaram diferença estatística significativa. Desta forma, foi necessário efetuar uma modificação no trabalho. O grupo de corpos-de-prova C1 que correspondia inicialmente a 20 MPa passou a ser grupo C28, correspondendo à resistência característica de 28 MPa. O grupo de corpos-de-prova C2 passou a ser C35. O grupo de corpos-de-prova C3, que correspondia inicialmente a 50 MPa, foi desprezado por não apresentar a resistência característica desejada. Dessa forma, para o restante das análises deste trabalho foram considerados apenas dois grupos de resistência: C28 e C35.

#### 4.1.1 Concreto à temperatura ambiente

A Figura 29 ilustra os resultados à temperatura ambiente dos ensaios de resistência à compressão axial dos concretos estudados nesta pesquisa (grupos C28 e C35), as quais servem de referência para a determinação da influência de temperaturas elevadas no concreto.

A análise de variância realizada indica que existe diferença estatisticamente significativa entre os grupos C28 e C35 (MONTGOMERY e RUNGER, 2002).

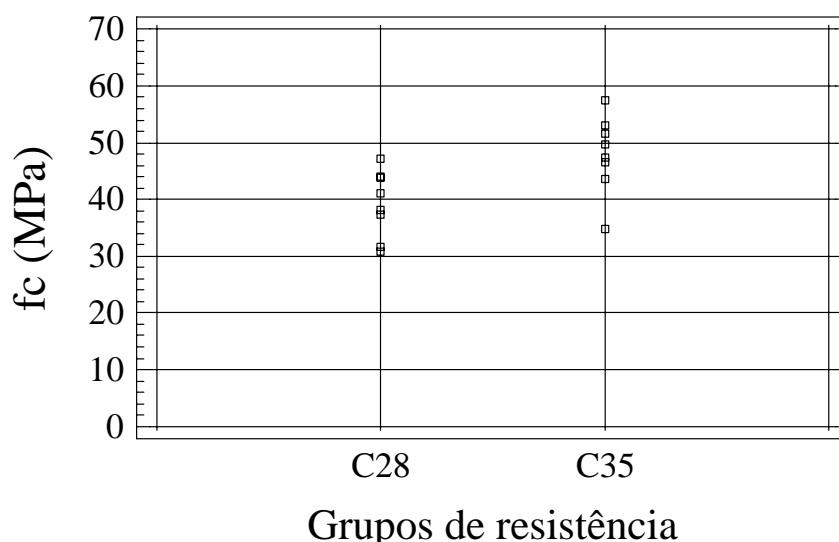


Figura 29 - Resistência à compressão axial das amostras.

## 4.2 LASCAMENTO OU “SPALLING”

Durante os ensaios realizados nos diferentes níveis de temperatura, em alguns casos, ocorreu o lascamento nos corpos-de-prova. A Tabela 9 apresenta o número de corpos-de-prova com lascamento em cada grupo de resistência e temperatura de exposição por amostra de 8 corpos-de-prova.

Tabela 9 - Número de corpos-de-prova com lascamento

Grupo	300 °C	500 °C	700 °C	900 °C
<b>C28</b>	0	1	2	2
<b>C35</b>	0	2	5	3

Os lascamentos ocorreram a partir de 500 °C, sendo que o maior número de corpos-de-prova lascados foi a 700 °C para o grupo C35. Este efeito pode estar relacionado ao aparecimento de tensões geradas pelos gradientes de deformação térmica que podem ter ocorrido nos corpos-de-prova aquecidos neste nível de temperatura, ou ainda, devido à transferência de massa (ar, vapor e água) através dos poros, resultando no aparecimento de gradientes de pressão no interior da massa, com subsequente acréscimo de pressão nos poros levando ao lascamento explosivo (KALIFA, MENNEAU & QUENARD, 2000 apud LIMA, 2005).

Outro fator que pode ter influenciado ao lascamento nos corpos-de-prova aquecidos em temperaturas a partir de 500 °C é a presença de quartzo nos agregados graníticos (silicosos), visto que, em temperaturas a partir de 573 °C, ocorre uma transformação no quartzo ocasionando uma expansão súbita da ordem de 0,85 % (MEHTA e MONTEIRO 2008).

Nos ensaios realizados por Hertz (1992), em concretos com diferentes agregados (silicosos e carbonáticos) e resistência à compressão axial de 30 MPa ocorreram explosões a 600 °C. O autor explica que este efeito ocorreu devido à expansão do agregado neste nível de temperatura.

A Figura 30 ilustra uma amostra composta por 8 corpos-de-prova dentro da gaiola após o lascamento.



Figura 30 - Efeito de lascamento nos corpos-de-prova aquecidos.

#### 4.3 PERDA DE MASSA

A Figura 31 ilustra os valores das massas dos corpos-de-prova do grupo C28 à temperatura ambiente e depois de aquecidos por 02 horas e 30 minutos a temperaturas de 300, 700 e 900 °C. Observa-se que a perda de massa aumenta progressivamente com o aumento da temperatura. A massa inicial representada na Figura 31 foi obtida à temperatura ambiente (20°C), antes de levar os corpos-de-prova ao aquecimento, enquanto que a massa final foi obtida após o resfriamento dos corpos-de-prova (valores residuais).

Não foi possível realizar a pesagem dos corpos-de-prova do grupo C28 aquecidos a 500 °C por problemas apresentados pela balança durante os ensaios.

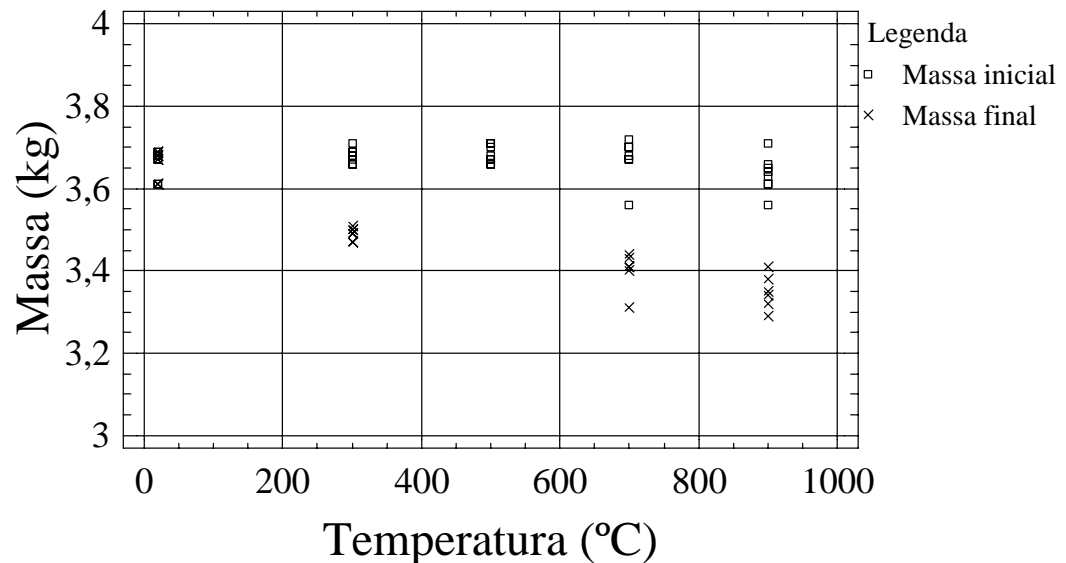


Figura 31 - Massa para concretos do grupo C28.

Por meio da análise estatística de variância pode-se constatar que a temperatura exerce influência significativa na redução de massa dos corpos-de-prova. Entre os diferentes níveis de temperatura também se observaram diferenças de massa significativas até os 700 °C.

A Figura 32 apresenta as massas dos corpos-de-prova de concreto do grupo C35 antes e depois de serem aquecidos por um período de 02 horas e 30 minutos nas temperaturas de 300, 500, 700 e 900 °C.

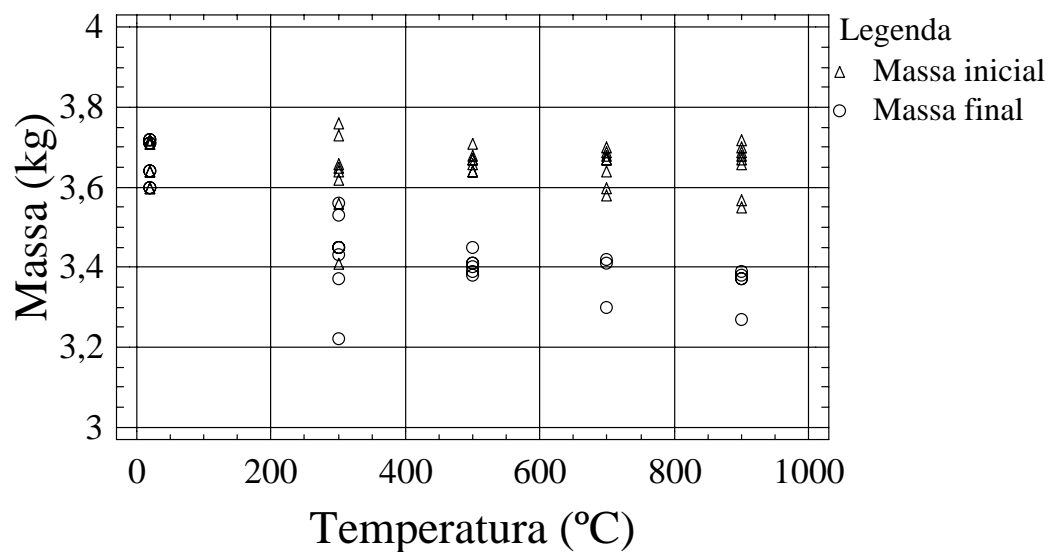


Figura 32 - Massa para concretos do grupo C35.

A análise de variância indicou que a temperatura influencia de forma significativa na redução de massa dos concretos do grupo C35, visto que, pode-se constatar diferença estatística significativa entre os resultados a 20 °C (referência) e os aquecidos a 300 °C. Entre os níveis de temperatura, foi constatada diferença estatística significativa apenas entre os corpos-de-prova aquecidos a 300 °C e os aquecidos a 700 °C.

A Tabela 10 apresenta os valores médios, desvios-padrão e redução média das massas dos grupos de concreto C28 e C35. Pode-se observar que os dois concretos estudados apresentaram uma redução de massa semelhante.

Tabela 10 - Valores de massa obtidos nos diversos níveis de temperatura (C28 e C35).

Temperatura (°C)	Massa média (kg)		Desvio-padrão (kg)		Redução (%)	
	C28	C35	C28	C35	C28	C35
20	3,70	3,67	0,03	0,04	0,0	0,0
300	3,50	3,45	0,02	0,02	5,4	6,0
500	-	3,41	-	0,03	-	7,1
700	3,40	3,36	0,05	0,05	8,1	8,4
900	3,30	3,34	0,04	0,04	9,4	8,0

A 20 °C, não existe diferença estatística entre as massas dos corpos-de-prova dos grupos C28 e C35. A 300 °C, não foi possível realizar a análise de variância para verificar as diferenças de massa entre os grupos, pois os desvios-padrão apresentaram diferenças estatisticamente significativas, o que viola a hipótese fundamental para a realização deste teste. A 700 e a 900 °C, não existe diferença estatística significativa entre as massas dos corpos-de-prova de concreto dos grupos C28 e C35. Aos 900 °C, ocorreu a máxima redução de massa dos corpos-de-prova de 9,46 %.

Diante da análise de variância realizada para ambos os grupos de resistência, pode-se concluir que existe diferença estatisticamente significativa entre a massa obtida em corpos-de-prova à temperatura ambiente e aqueles aquecidos nos demais níveis de temperatura. Porém, entre os grupos de resistência, não existe diferença de massa ao longo do aquecimento.

Castellote *et al.* (2003), por meio de análise termo-diferencial, compararam as massas dos corpos-de-prova à temperatura ambiente e depois de aquecidos. A temperatura de até 100 °C, os corpos-de-prova analisados perderam cerca de 10 % da massa inicial, sendo que os autores atribuem este efeito à evaporação da água presente nos poros. Entre 100 °C e 400 °C, os autores constataram que a massa dos

corpos-de-prova analisados apresentou uma pequena redução, considerada não significativa, atribuída a progressiva desidratação do C-S-H e outras fases hidratadas. Estes resultados não estão de acordo com os resultados encontrados na presente pesquisa, pois aos 300 °C, neste trabalho, obteve-se uma perda média de massa de 5,67 %. Esta diferença pode estar relacionada as diferentes condições de ensaio, ou ainda à composição de cada mistura, ou seja, quanto mais água livre o concreto aquecido possuir, maior será a redução no peso do mesmo devido à evaporação.

#### 4.4 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL

A Figura 33 apresenta os valores de resistência à compressão axial obtidos nos ensaios para os corpos-de-prova de concretos do grupo C28. Observa-se que a resistência à compressão do grupo C28 reduz à medida que a temperatura aumenta. Uma redução mais acentuada ocorre em temperaturas após 500 °C. Conforme Castellote *et al.* (2003), neste nível de temperatura ocorre a dissociação do C-S-H em CaO e água, visto que a principal função do C-S-H é manter a pasta de cimento unida por meio de ligações químicas e das forças coesivas de Van der Waals, contribuindo satisfatoriamente para a resistência do concreto. A partir dos 900 °C, os concretos ensaiados apresentam valores de resistência à compressão axial praticamente nulo.

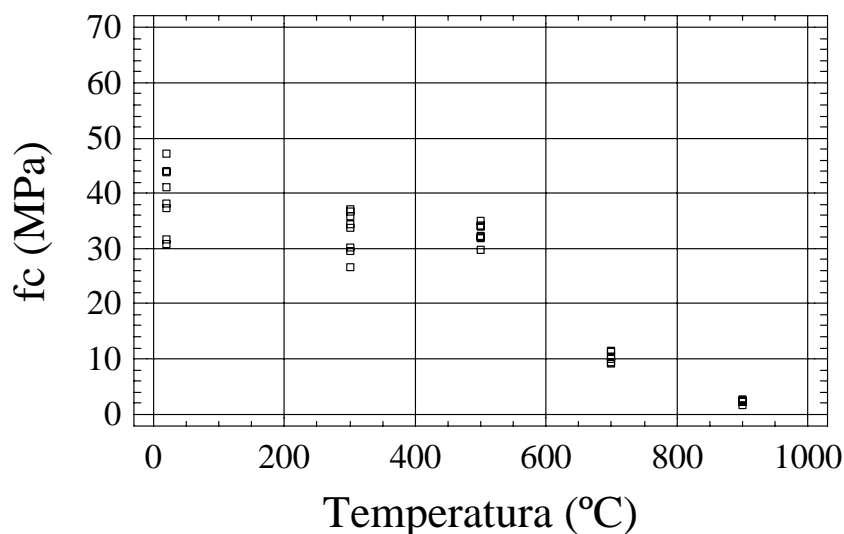


Figura 33 - Resistência à compressão axial dos concretos do grupo C28.

Para o grupo C28 foi detectada diferença estatística significativa entre os desvios-padrão da resistência dos corpos-de-prova nos diferentes níveis de aquecimento, impossibilitando desta forma a realização da análise de variância da influência da temperatura dentro deste grupo.

A Figura 34 ilustra os resultados dos ensaios de compressão axial para os concretos do grupo C35 à temperatura ambiente e após aquecimento de 02 horas e 30 minutos a temperaturas de 300, 500, 700 e 900 °C.

De acordo com a análise estatística, os desvios-padrão da resistência à compressão axial do grupo dos corpos-de-prova C35 apresentam diferenças estatísticas significativas. Sendo assim, não foi possível realizar a análise de variância para verificar a diferença entre as resistências médias obtidas após os diferentes níveis de aquecimento. Contudo, pode-se perceber através da Figura 34 a redução da resistência à compressão axial destes corpos-de-prova com o aumento da temperatura de aquecimento.

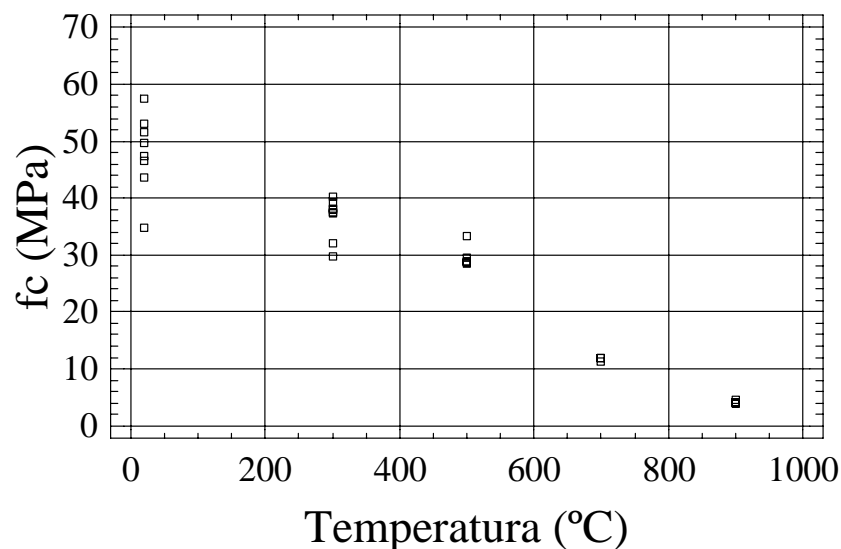


Figura 34 - Resistência à compressão axial dos concretos de classe C35.

A Tabela 11 apresenta os valores de resistência, desvios-padrão e redução média de resistência dos grupos C28 e C35. De acordo com a análise estatística de variância com 95 % de confiabilidade, pode-se constatar que, a 20 °C, existe diferença estatística significativa entre a resistência à compressão axial dos corpos-de-prova dos grupos C28 e C35, como mostrado na Secção 6.2. A 300 °C não foi detectada diferença estatística significativa entre as resistências dos grupos C28 e C35, porém a 500, 700 e 900 °C existe. Embora, a partir dos 700 °C a resistência dos grupos dos

corpos-de-prova aquecidos seja praticamente nula (redução média de 92,9 %) e estejam graficamente próximas, existe diferença estatística significativa entre os grupos, conforme mostrado no Anexo 4.

Tabela 11 - Valores de resistência obtidos nos diversos níveis de temperatura (C28 e C35).

Temperatura (°C)	f <sub>cm</sub> (MPa)		Desvio-padrão (MPa)		Redução média (%)	
	C28	C35	C28	C35	C28	C35
20	39,24	48,02	5,87	6,84	0	0
300	32,98	36,53	3,78	3,62	15,9	23,
500	32,72	29,57	1,75	1,83	16,9	38,4
700	10,27	11,71	0,96	0,33	73,8	75,6
900	2,24	4,07	0,42	0,29	94,2	91,5

De modo geral, os corpos-de-prova do grupo C35 tiveram uma maior redução da resistência se comparados aos corpos-de-prova do grupo C28, conforme ilustrado na Tabela 5. A 500 °C, ocorre uma diferença na redução da resistência, onde os corpos-de-prova do grupo C35 apresentam redução de resistências inferiores aos corpos-de-prova do grupo C28. Aos 900 °C, como já citado, a resistência é praticamente nula. Este comportamento está de acordo com a literatura pesquisada. Segundo Poon (2001), a partir de 400 °C, inicia-se a dissociação do hidróxido de cálcio. A 900 °C atinge-se a completa destruição do gel hidratado de silicato de cálcio, o qual compõe cerca de 50 a 60 % do volume de sólidos em uma pasta de cimento completamente hidratada e é, portanto, a fase mais importante, determinando as propriedades da pasta.

Entre 400 e 900 °C, a perda de resistência foi superior a 50 %. Estes valores estão de acordo com os valores encontrados por Chan *et al.* (1999).

A Figura 35 ilustra os fatores de redução da resistência à compressão axial em função da temperatura para os grupos de concreto C28 e C35 estudados nesta pesquisa e os indicados pelo Eurocode 2 (2001) e Buchanan (2002) sendo estes concretos produzidos com agregados silicosos. Os valores fornecidos pelo Eurocode 2 (2001) são valores obtidos através de ensaios à quente enquanto que os valores fornecidos por Buchanan (2002) são valores residuais, ou seja, os resultados foram obtidos em corpos-de-prova já resfriados.

Pode-se perceber que os fatores de redução encontrados na presente pesquisa são semelhantes aos fatores fornecidos pelo Eurocode 2 (2001) e pela NBR 15200 (2004), embora sejam valores residuais de resistência.



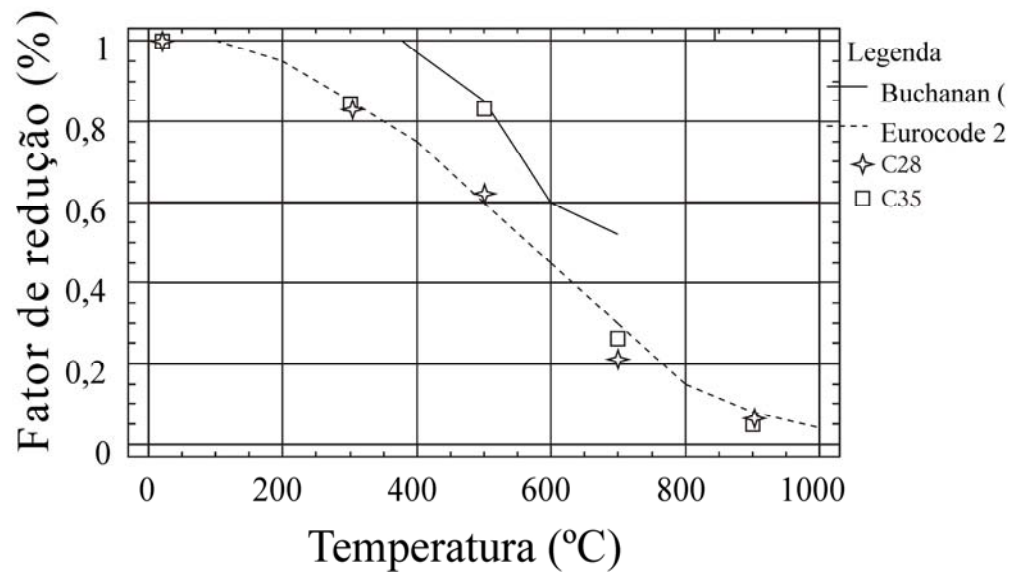


Figura 35 - Fator de redução da resistência à compressão axial em função da temperatura.

Souza e Moreno (2003) estudaram o efeito da temperatura na resistência à compressão axial em concreto com agregados graníticos e obtiveram um fator de redução da resistência de 0,86 para temperatura máxima de 600 °C, sendo este fator semelhante aos fatores desta pesquisa, onde se constatou fatores de redução de 0,83 e 0,62 aos 500 °C para os grupos C28 e C35, respectivamente. Pode-se perceber que o fator de redução da resistência à compressão axial do grupo C28 ficou mais próximo ao fator fornecido pelos autores. Este efeito pode ser atribuído a semelhança na resistência dos corpos-de-prova de Souza e Moreno com o grupo C28.

Outra semelhança se observa aos 700 °C, onde a NBR 15200 (2004) e o Eurocode 2 (2001) indicam fatores de redução de 0,3 e os valores encontrados no programa experimental desta pesquisa para classes C28 e C35 foram de 0,26 e 0,21 respectivamente.

As Figuras 36 e 37 ilustram a correlação entre a resistência à compressão axial dos concretos dos grupos C28 e C35 e a temperatura. O  $r^2$  obtido para as correlações foi de 88,2 e 92,6 % respectivamente. As equações que correlacionam a resistência à compressão axial dos corpos-de-prova de concreto dos grupos C28 e C35 com a temperatura são:

$$f_{c28} = 39,0564 + 0,00134579T - 0,0000494581T^2 \quad \text{Eq. 21}$$

$$f_{c35} = 48,5673 - 0,0306788T - 0,0000218972T^2 \quad \text{Eq. 22}$$

onde,  $T$  é a temperatura em °C.

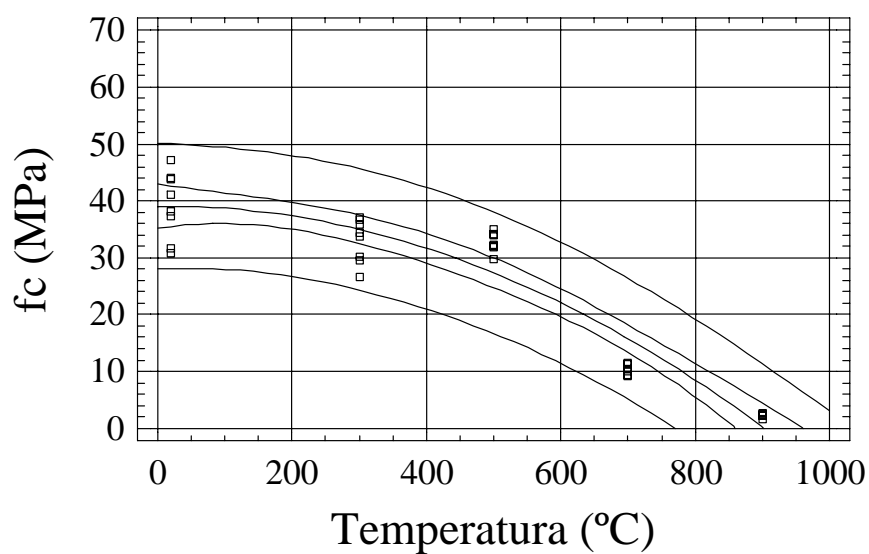


Figura 36 - Correlação da resistência à compressão axial com a temperatura (C28).

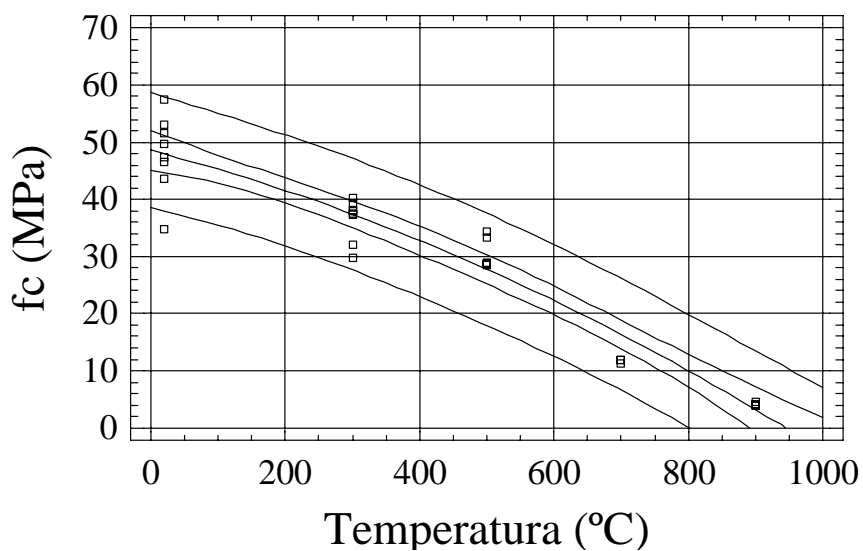


Figura 37 - Correlação da resistência à compressão axial com a temperatura (C35).

#### 4.5 MÓDULO DE ELASTICIDADE

A Figura 38 ilustra os valores de módulo de elasticidade dos concretos do grupo C28. Através desta figura, é possível visualizar que à medida que a temperatura aumenta, o módulo de elasticidade diminui consideravelmente, apresentando valores praticamente nulos a 700  $^{\circ}\text{C}$ .

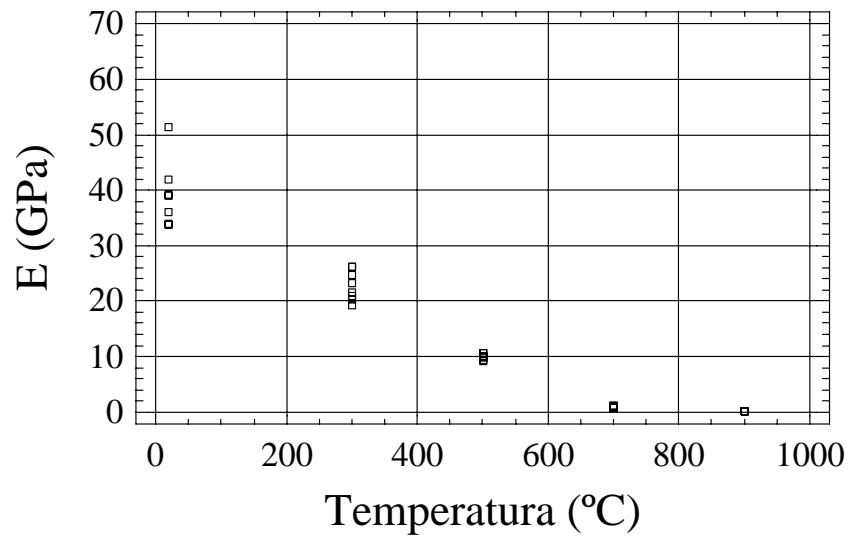


Figura 38 - Módulo de elasticidade do grupo de concreto C28

Com base na análise estatística foi verificado que os desvios-padrão do módulo de elasticidade obtidos em diferentes níveis de aquecimento apresentaram diferenças significativas. Desta forma, não foi possível realizar a análise de variância para efetuar a comparação das médias do módulo de elasticidade obtidas a diferentes temperaturas de aquecimento, visto que a análise de variância baseia-se na hipótese da não existência de diferenças estatisticamente significativas entre os desvios-padrão.

A Figura 39 apresenta os resultados de módulo de elasticidade dos concretos do grupo C35. Conforme foi observado nos corpos-de-prova do grupo C28, o mesmo efeito pode ser observado com os corpos-de-prova do grupo C35, uma redução considerável com o aumento da temperatura e valores praticamente nulos a partir dos 700 °C.

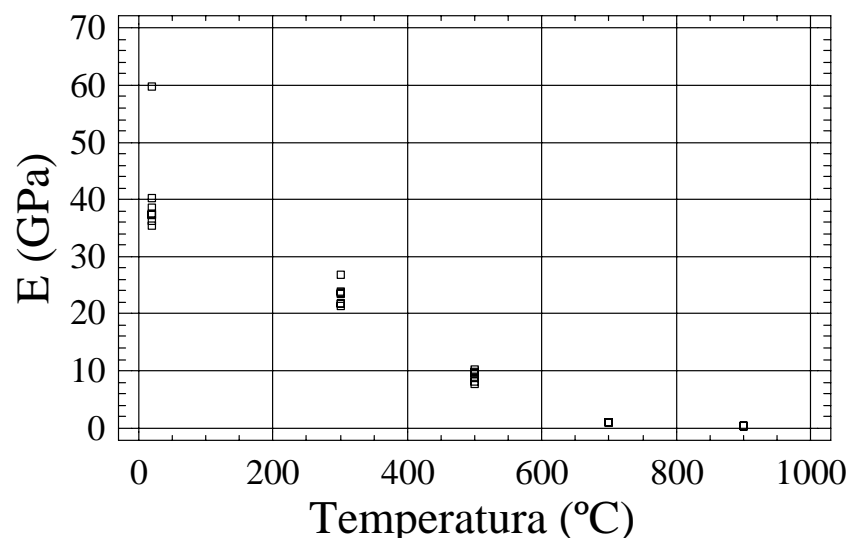


Figura 39 - Módulo de elasticidade do grupo de concreto C35.

A Tabela 12 apresenta os valores médios, desvios-padrão e redução média do módulo de elasticidade dos concretos dos grupos C28 e C35. Pode-se verificar que: a 20, 300, 500 e 700 °C, não existem diferenças estatisticamente significativas no módulo de elasticidade dos concretos dos grupos C28 e C35, respectivamente, com exceção dos resultados obtidos a 900 °C.

Tabela 12 - Valores de E obtidos nos diversos níveis de temperatura (C28).

Temperatura (°C)	E (GPa)		Desvio-padrão (GPa)		Redução (%)	
	C28	C35	C28	C35	C28	C35
<b>20</b>	39,33	40,27	6,12	8,02	0	0
<b>300</b>	22,74	23,24	2,68	1,83	42,1	42,3
<b>500</b>	9,93	9,00	0,53	1,00	78,3	77,6
<b>700</b>	0,93	0,98	0,11	0,08	97,8	97,5
<b>900</b>	0,16	0,30	0,05	0,08	99,2	99,2

De acordo com os resultados mostrados anteriormente, observa-se que o módulo de elasticidade do concreto, assim como a resistência à compressão, diminui na medida em que ocorre o incremento da temperatura. De acordo com Lima (2005), esta redução pode originar deformações não previstas para os elementos estruturais submetidos a elevadas temperaturas. Mesmo que a peça não entre em colapso, isto poderá torná-la inadequada para uso.

Em comparação com os valores encontrados na literatura para a redução da resistência à compressão em função da temperatura, pode-se observar que o módulo de elasticidade dos concretos diminui mais rapidamente que a resistência à compressão em função da temperatura. Isto também foi observado no programa experimental desenvolvido por Costa e Pignatta (2002), e pode ser explicado pela existência de microfissuração na zona de transição por exposição ao fogo, que tem grande influência sobre a rigidez ou o módulo de elasticidade do concreto.

Vários autores (ALMEIDA, 1984; LIE, 1992; MEHTA e MONTEIRO, 2008) justificam que o módulo de elasticidade é mais sensível à ação térmica, do que a resistência característica à compressão, sendo que aos 200°C o módulo de elasticidade apresenta 70 à 80% do seu valor inicial a 20 °C e, aos 400 °C, somente 40 à 50 %, sendo que estes fatores estão de acordo com os valores encontrados neste trabalho.

A Figura 40 ilustra os fatores de redução do módulo de elasticidade indicados pelas normas Brasileiras NBR 6118 (2003) e NBR 15200 (2004), pelo ACI 216R-89 e

por Buchanan (2002) e os fatores de redução médios encontrados neste trabalho para os grupos de concreto C28 e C35. Os valores desta pesquisa são próximos daqueles apresentados por Buchanan (2002), porém cabe ressaltar que os valores indicados pelas referências foram obtidos por ensaios a quente, enquanto que os valores desta pesquisa são valores residuais.

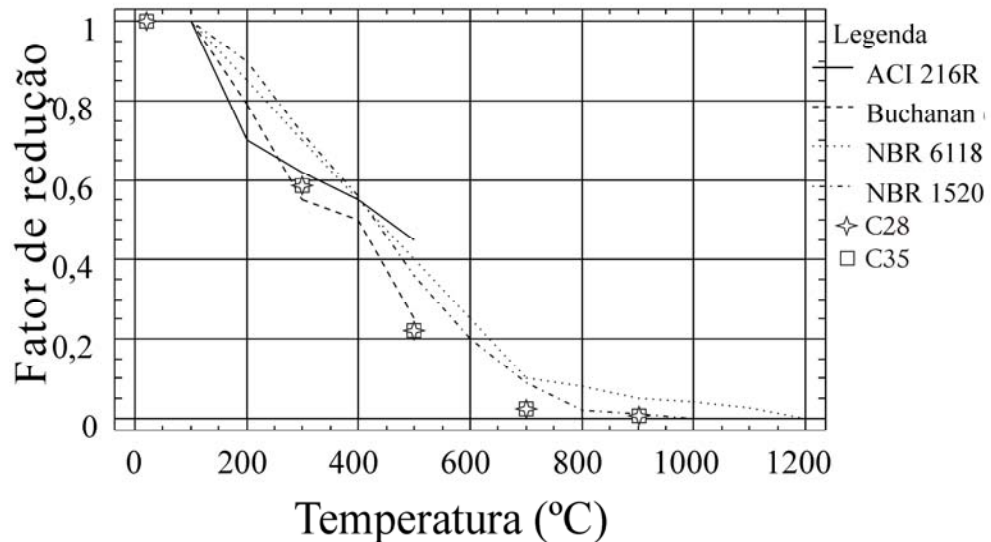


Figura 40 - Fator de redução do módulo de elasticidade.

Devido ao fato de não existir diferença estatística significativa no módulo de elasticidade entre os grupos de concreto C28 e C35, foi realizada uma única curva de correlação entre esta propriedade e a temperatura (Eq. 23). Para realização desta correlação foi adotado um polinômio de 1ª ordem, até a temperatura de 700 °C, onde o  $r^2$  obtido foi de 94,1 %.

$$E = 39,7488 - 0,0584284T$$

Eq. 23

onde, T é a temperatura em °C.

#### 4.6 VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DOS PULSOS ULTRA-SÔNICOS

As Figuras 41 e 42 ilustram os resultados dos ensaios de velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos para os concretos dos grupos C28 e C35 à

temperatura ambiente (velocidade inicial a 20 °C) e depois de aquecidos por 02 horas e 30 minutos a temperaturas de 300, 500, 700 e 900 °C (velocidade final, residual). É possível observar que à medida que aumenta a temperatura de aquecimento dos corpos-de-prova, ocorre uma redução acentuada da velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos. Este fato demonstra a capacidade do ultra-som em detectar alterações das propriedades mecânicas do concreto em função da temperatura de degradação dos mesmos.

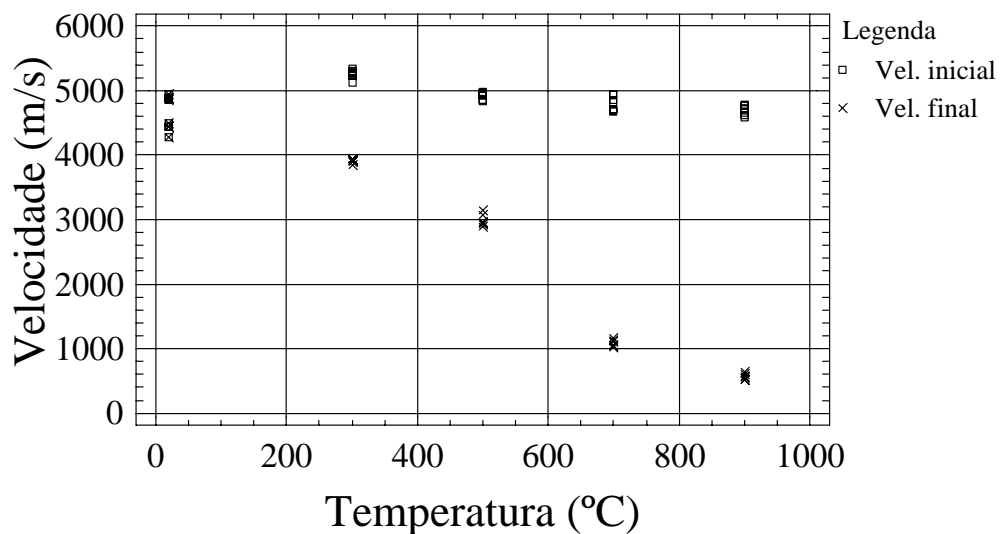


Figura 41 - Velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos nos concretos do grupo C28.

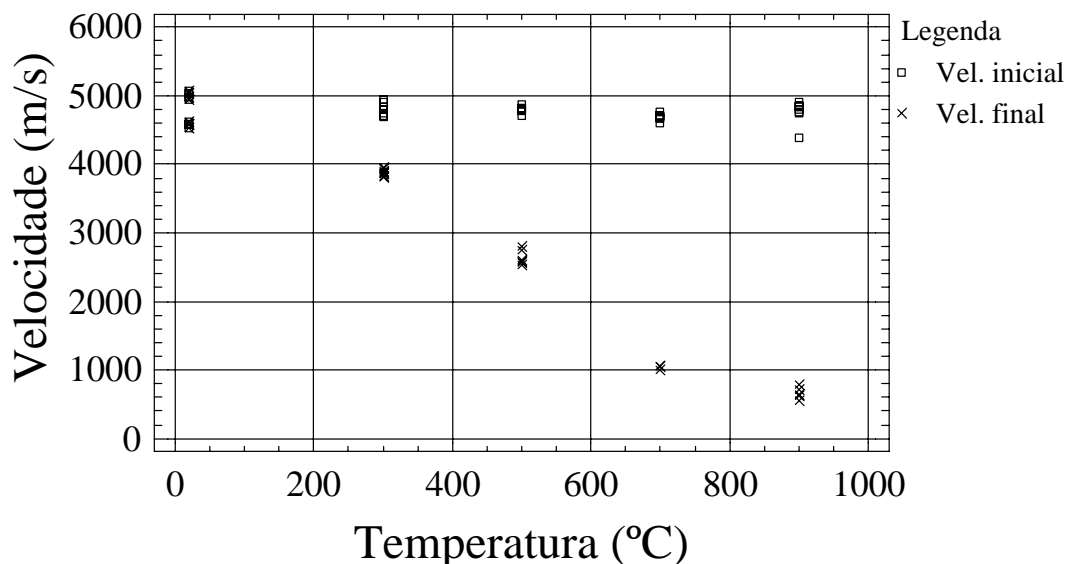


Figura 42 - Velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos nos concretos do grupo C35.

Ao analisar o efeito da temperatura dentro dos grupos C28 e C35, constatou-se que os desvios-padrão da velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos apresentaram diferenças estatisticamente significativas, não sendo possível, devido a

esse fato, realizar a análise de variância. Contudo, pode-se constatar que à medida que a temperatura aumenta a velocidade diminui, apresentando apenas 12,1 % de sua velocidade inicial a 900 °C. Apesar da estatística não poder ser aplicada neste caso, fica evidenciada a influência da temperatura de aquecimento dos corpos-de-prova na velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos no concreto dos grupos C28 e C35.

A Tabela 13 ilustra os valores médios, desvios-padrão e redução média das velocidades de propagação dos pulsos ultra-sônicos para os concretos dos grupos C28 e C35 quando aquecidos.

Tabela 13 - Valores de velocidade obtidos nos diversos níveis de temperatura (C28 e C35).

Temperatura (°C)	V (m/s)		Desvio-padrão (m/s)		Redução (%)	
	C28	C35	C28	C35	C28	C35
<b>20</b>	4647	4795	263,1	233,11	0	0
<b>300</b>	3909	3877	31,9	45,91	19,1	15,9
<b>500</b>	2982	2639	92,4	110,17	35,8	44,9
<b>700</b>	1085	1038	51,5	34,27	76,6	78,3
<b>900</b>	563	669	47,4	89,77	87,9	86,0

Foi realizada a análise estatística de variância para comparar as médias das velocidades de propagação dos pulsos ultra-sônicos entre os grupos C28 e C35, respectivamente.

Ao analisar, dentro de cada grupo, as velocidades de propagação dos pulsos ultra-sônicos nos corpos-de-prova de referência (20 °C) e aqueles aquecidos nos diferentes níveis de temperatura, pode-se constatar que existe diferença estatística significativa entre as velocidades de propagação dos pulsos para ambos, indicando que a temperatura exerce influência significativa na velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos. Este comportamento pode estar associado ao aumento na porosidade do concreto pelo aquecimento, visto que, com o aumento da porosidade na pasta de cimento, os pulsos ultra-sônicos levam mais tempo para percorrer o percurso entre os transdutores emissores e receptores, pois a velocidade do pulso no ar é menor que na pasta de cimento.

No programa experimental desenvolvido por Zoldners, Wilson e Malhotra (1989), os autores também concluíram que a velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos foi reduzida com o aumento da temperatura.

A Figura 43 ilustra as médias dos fatores de redução da velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos em função da temperatura propostas pela

literatura e os valores médios obtidos neste trabalho para os grupos C28 e C35. É possível constatar que os fatores encontrados neste trabalho são maiores que os fatores indicados no manual aparelho. Esta diferença pode estar associada ao tipo de agregado utilizado na composição do concreto, pois este fator tem grande influência na velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos. O agregado graúdo utilizado na presente pesquisa foi do tipo granítico, enquanto que os agregados utilizados pela CNS Electronics são de origem carbonática.

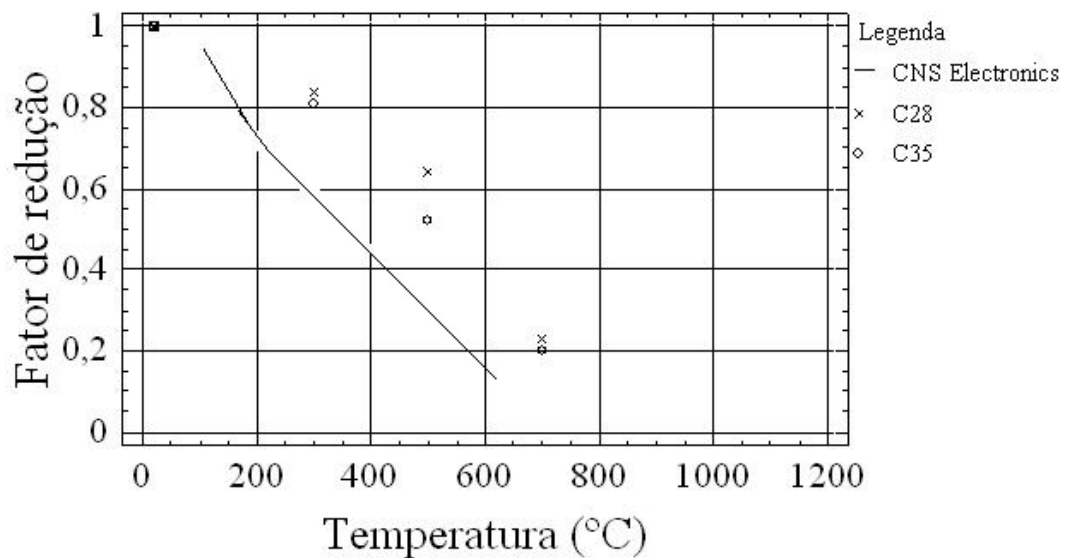


Figura 43 - Fator de redução médio da velocidade em função da temperatura.

Pode-se observar que o ultra-som foi capaz de detectar a degradação do concreto devido ao aumento da porosidade causada pela perda de massa. Este mesmo efeito foi observado por Lima (2005).

Na pasta de cimento, a perda de água livre, capilar e quimicamente combinada devido ao aquecimento, induz ao aumento da porosidade capilar e da porosidade total. As alterações microestruturais que influenciam a porosidade do concreto sujeito a tensões térmicas dependem da máxima temperatura atingida durante o aquecimento. Conforme Lima (2005), a principal razão desta porosidade é a decomposição das fases sólidas do concreto, por desidratação, que ocorrem até 300°C. A partir de 500°C, as alterações na porosidade também são influenciadas pela perda de estabilidade de alguns agregados.

As Figuras 44 e 45 ilustram a correlação entre a temperatura de aquecimento dos corpos-de-prova e a velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos dos grupos de concreto C28 e C35, respectivamente. Estas correlações permitem estimar a



temperatura atingida em uma estrutura de concreto com agregados silicosos sinistrada por incêndio. A determinação da temperatura alcançada por uma estrutura durante um incêndio é de fundamental importância para a caracterização das propriedades mecânicas da mesma.

As equações que correlacionam a velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos dos grupos de concreto C28 e C35 com a temperatura são:

$$V_{28} = 4789,76 - 2,72878 * T - 0,00249971 * T^2, \quad \text{Eq. 25}$$

$$V_{35} = 4958,85 - 4,00429 * T - 0,00108322 * T^2, \quad \text{Eq. 26}$$

onde, T é a temperatura em °C, sendo o  $r^2$  obtido de 96,02 % para o grupo C28 e 97 % para o grupo C35 respectivamente, visto que a validade das mesmas se aplica apenas para temperaturas entre 20 e 900 °C.

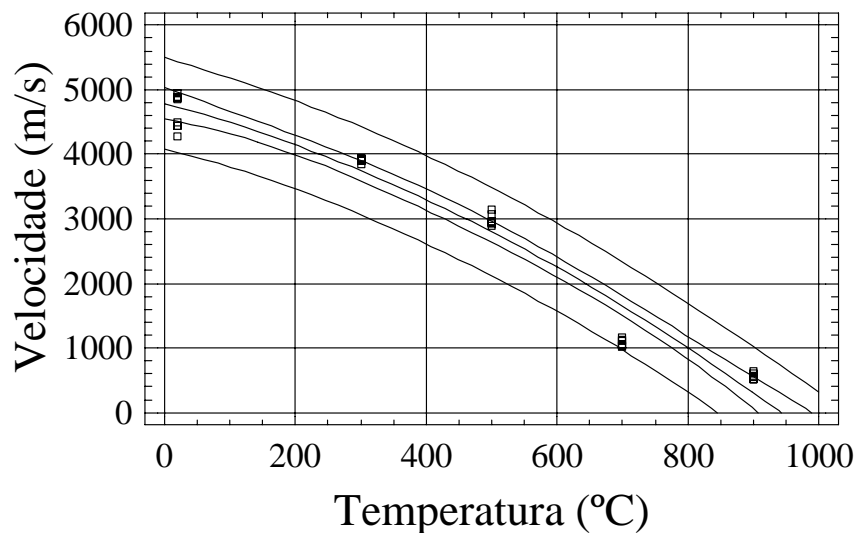


Figura 44 - Velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos dos concretos do grupo C28.

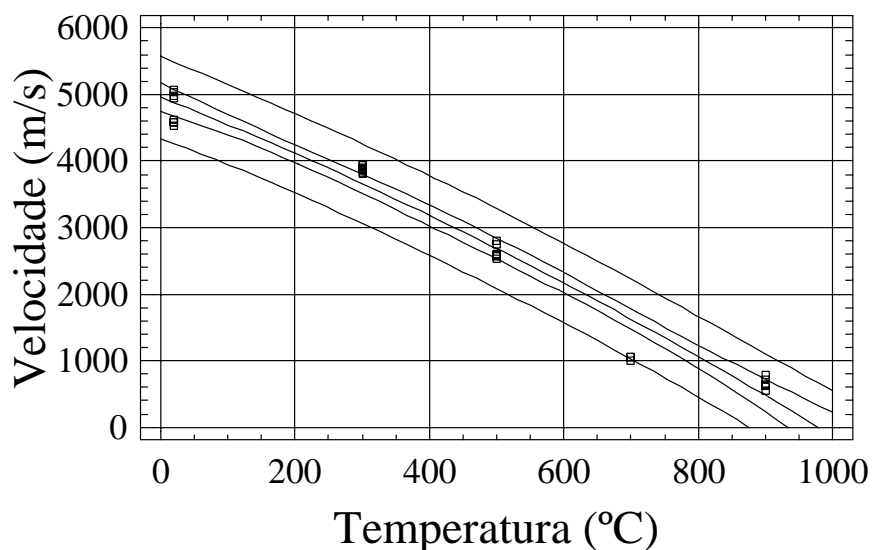


Figura 45 - Velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos dos concretos do grupo C35.

#### 4.7 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL, MÓDULO DE ELASTICIDADE E VELOCIDADE DO ULTRA-SOM

As Figuras 46 e 47 apresentam a correlação entre a velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos e a resistência à compressão axial para os concretos dos grupos C28 e C35, respectivamente. A resistência à compressão varia linearmente com a velocidade de propagação do pulso ultra-sônico.

A expressão que correlaciona a velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos do grupo dos concretos C28 com a resistência à compressão axial é dada pela Eq. (26), cujo  $r^2$  é de 88,16 % e a expressão que correlaciona a velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos do grupo dos concretos C35 com a resistência à compressão axial é dada pela Eq. (27), cujo  $r^2$  é de 87,89 %.

$$f_{c28} = 0,70842 + 0,00866703 * V ; \quad \text{Eq. 26}$$

$$f_{c35} = 0,619803 + 0,0109924 * V ; \quad \text{Eq. 27}$$

onde, V é a velocidade em m/s.

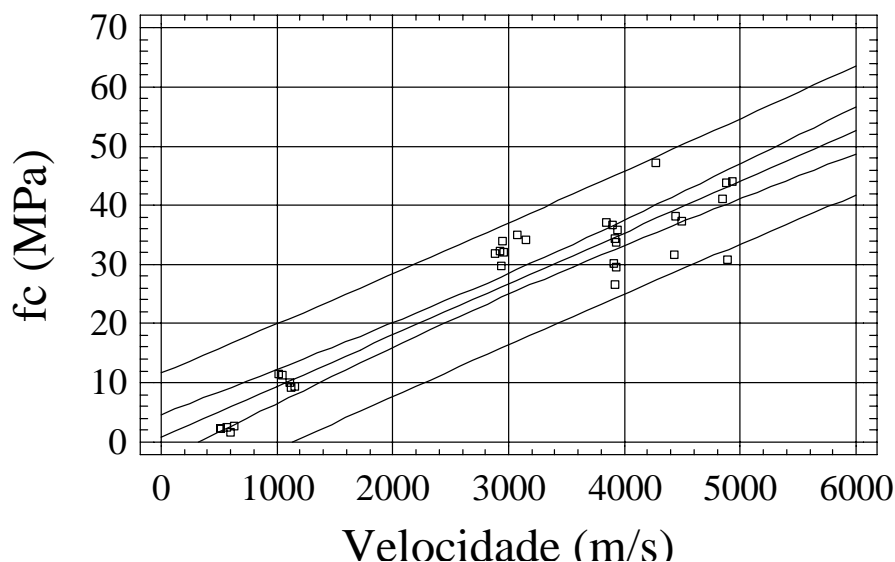


Figura 46 - Correlação da velocidade com o  $f_c$  para o grupo de concretos C28.

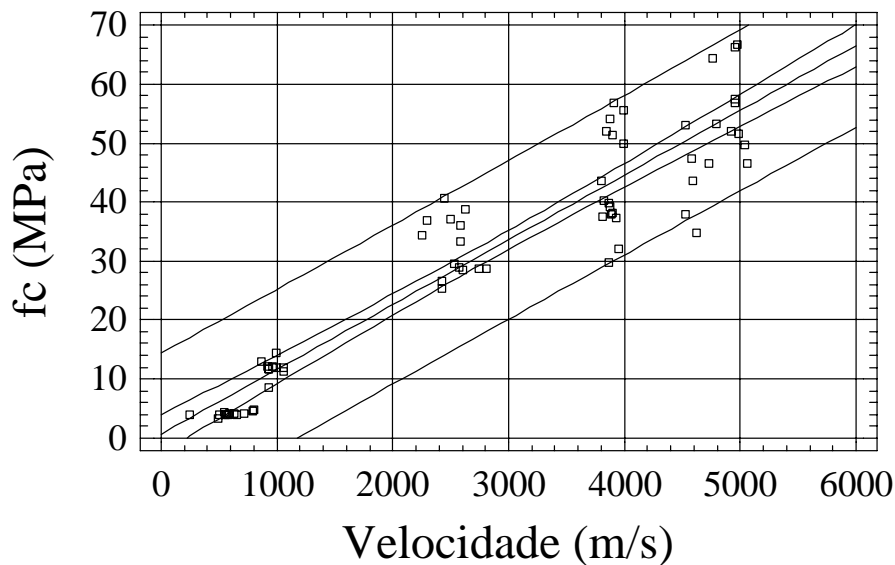


Figura 47 - Correlação da velocidade com o  $f_c$  para o grupo de concretos C35.

Pode-se observar que os valores obtidos a velocidades mais elevadas apresentaram maior dispersão que aqueles de velocidades baixas. As baixas velocidades foram obtidas por meio de corpos-de-prova aquecidos a temperaturas de 700 e 900 °C. Assim sendo, este comportamento pode ser explicado pelo aumento da porosidade e da microfissuração na pasta nestes níveis de temperatura.

As Figuras 48 e 49 ilustram a correlação entre a redução de velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos e a redução de resistência à compressão axial do grupo de concretos C28 e C35, respectivamente, quando aquecidos. Para os grupos C28 e C35 o  $r^2$  obtido foi de 96,7 % e 96,6 %, respectivamente.

As equações 28 e 29 correlacionam a redução da velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos dos grupos de concreto C28 e C35 com a redução da resistência:

$$\text{Redução do } f_{c28} = 1,36007 + 0,0850666 * \Delta V + 0,0109895 * \Delta V^2, \quad \text{Eq.28}$$

$$\text{Redução do } f_{c35} = 2,66363 + 0,766604 * \Delta V + 0,0027404 * \Delta V^2, \quad \text{Eq.29}$$

onde  $\Delta V$  é a redução da velocidade.

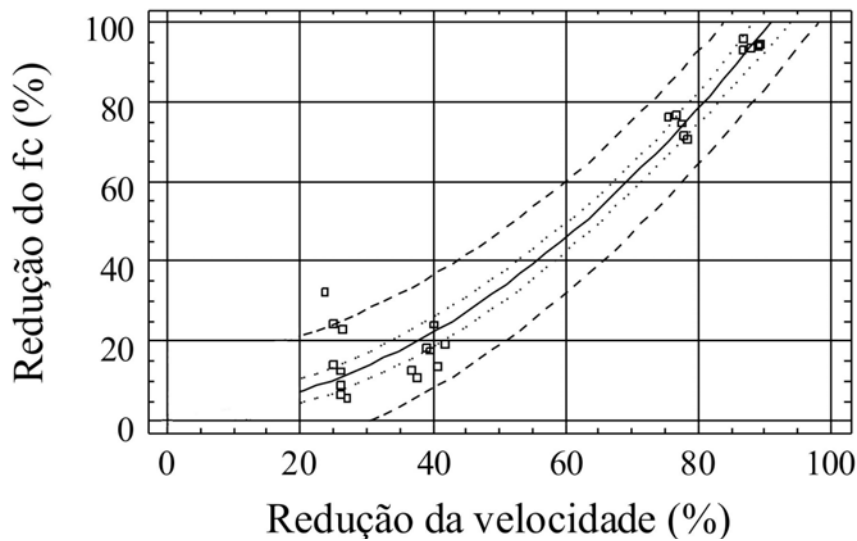


Figura 48 - Correlação da redução da velocidade com a redução do  $f_c$  para o grupo de concretos C28.

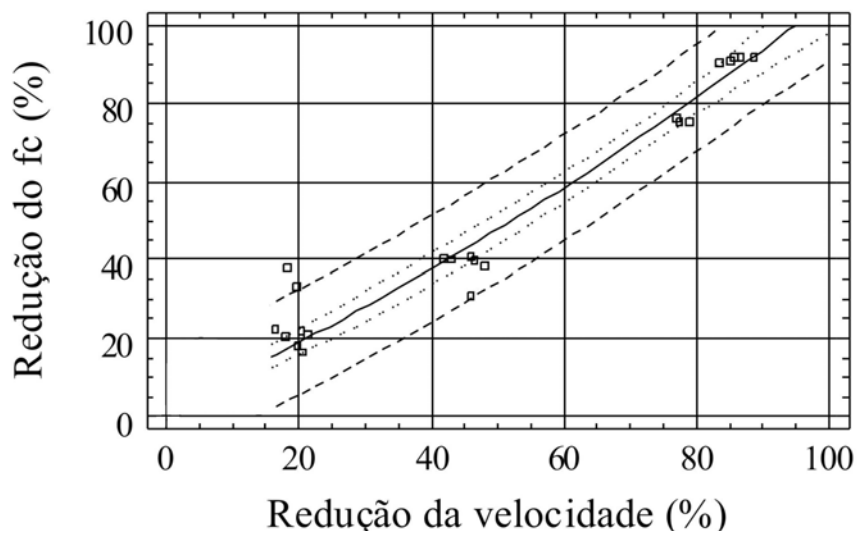


Figura 49 - Correlação da redução da velocidade com a redução do  $f_c$  para o grupo de concretos C35.

As Figuras 50 e 51 apresentam a correlação entre a velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos e o módulo de elasticidade para os grupos de concretos C28 e C35, respectivamente. Estas curvas são válidas para intervalos de velocidade de 4273 m/s à 5064 m/s. O  $r^2$  obtido foi de 89,04% e 93,96 % respectivamente.

As Equações 30 e 31 que correlacionam a velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos dos grupos de concreto C28 e C35 com o módulo de elasticidade são:

$$E_{28} = 1,75798 - 0,00406859 * V + 0,00000247309 * V^2, \quad \text{Eq.30}$$

$$E_{35} = 0,800331 - 0,00210294 * V + 0,00000204029 * V^2, \quad \text{Eq.31}$$

onde  $V$  é a velocidade em m/s.

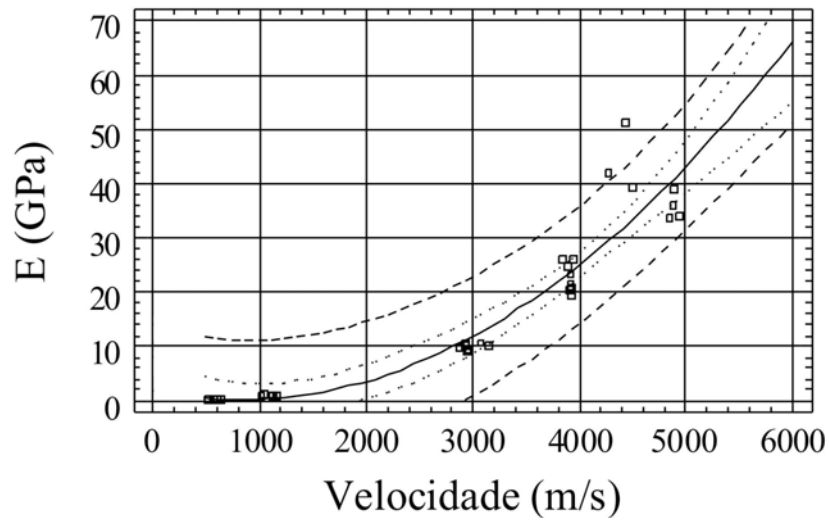


Figura 50 - Correlação da velocidade com o E para o grupo de concretos C28.

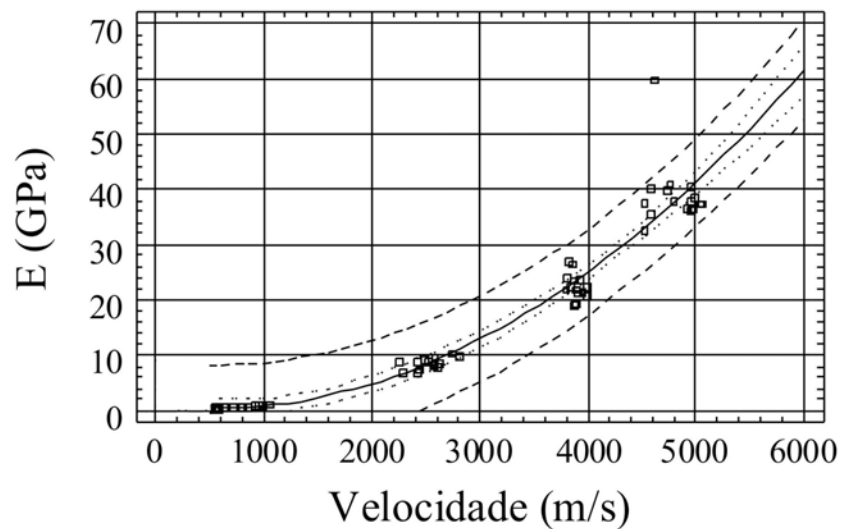


Figura 51 - Correlação da velocidade com o E para o grupo de concretos C35.

As Figuras 52 e 53 ilustram a correlação entre a perda de velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos com a perda de módulo de elasticidade do grupo de concretos C28 e C35, respectivamente, quando aquecidos. O  $r^2$  obtido foi de 97,8 % e 99,45 %, respectivamente.

As equações 32 e 33 que correlacionam a redução de velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos dos grupos de concretos C28 e C35 com a redução do módulo de elasticidade são:

$$\text{Redução do } E_{28} = -1,32346 + 2,2689\Delta V - 0,0126678\Delta V^2 \quad \text{Eq. 32}$$

$$\text{Redução do } E_{35} = 0,613681 + 2,3634\Delta V - 0,0142219\Delta V^2 \quad \text{Eq. 33}$$

Onde  $\Delta V$  é a redução da velocidade em m/s.

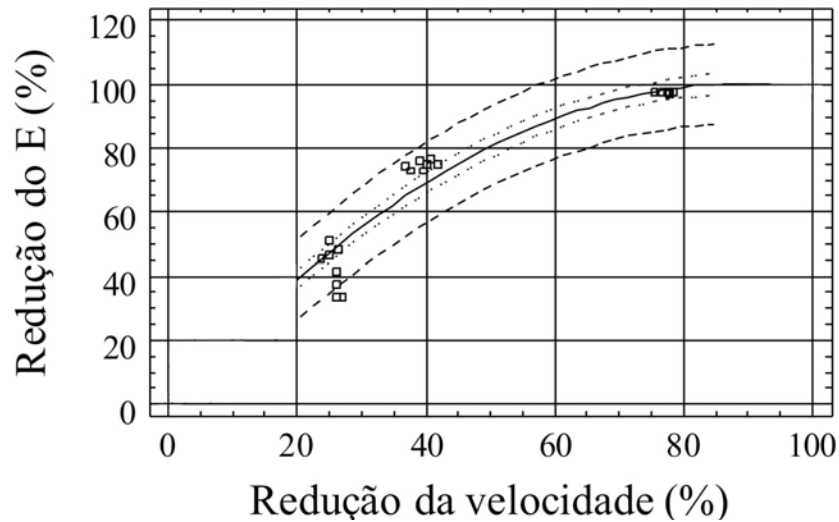


Figura 52 - Correlação da redução da velocidade com a redução do E para o grupo de concretos C28.

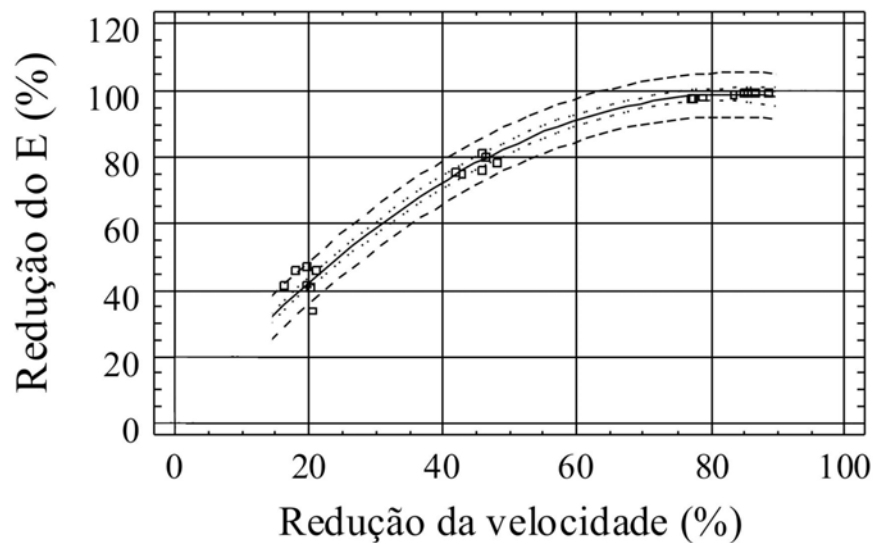


Figura 53 - Correlação da redução da velocidade com a redução do E para o grupo de concretos C35.

O elevado índice de correlação permite demonstrar, novamente, a capacidade do ultra-som em detectar perdas de propriedades mecânicas em diferentes grupos de concreto.

As curvas de correlação constituem-se informações úteis para a avaliação de estruturas sinistradas por incêndio. Por meio delas é possível relacionar a velocidade média da onda ultra-sônica, módulo de elasticidade e resistência à compressão axial residual do concreto do elemento estrutural em análise e assim mapear as regiões que apresentam problemas e o estado de deterioração da estrutura pós-incêndio.

Dessa forma, as curvas de correlação apresentadas neste trabalho podem ser utilizadas para futuros estudos em estruturas de concreto armado incendiadas, produzidas com concretos oriundos da região da grande Florianópolis. Através da comparação das zonas sãs de concreto com as danificadas pelo incêndio, é possível constatar a perda de velocidade na estrutura pelo aquecimento. De posse da perda de velocidade em cada elemento analisado, a mesma poderá ser correlacionada com a perda de resistência dos respectivos elementos.

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

No presente trabalho foi analisada a influência de 5 níveis de temperatura nas propriedades físico-mecânicas do concreto. Foram estudados concretos de dois grupos de resistência: C28 e C35, os quais foram aquecidos durante 2 horas e 30 minutos em estufa e ensaiados após 24 horas de resfriamento natural. As propriedades estudadas foram: lascamento, massa, resistência à compressão axial, módulo de elasticidade e velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos.

Os resultados obtidos permitem concluir que:

- ocorre a redução de massa e aumento da porosidade devido à perda de água na microestrutura com o aumento da temperatura. Os dois concretos estudados apresentaram uma redução de massa semelhante, sendo que para todas as amostras analisadas a maior perda ocorre em torno de 9 %;
- a resistência à compressão axial diminui com o aumento da temperatura de aquecimento dos corpos-de-prova. Entre 400 °C e 900 °C, a perda de resistência foi superior a 50 %. A partir dos 900 °C, os concretos ensaiados apresentaram valores de resistência à compressão axial praticamente nulo;
- o módulo de elasticidade do concreto, assim como a resistência à compressão, decrescem na medida em que ocorre o incremento da temperatura. Para as duas classes de resistência estudadas, a partir dos 500 °C, o módulo de elasticidade dos concretos apresenta apenas 20 % de sua capacidade inicial, sendo que a partir dos 700 °C, o módulo de elasticidade apresenta valores praticamente nulos;
- a redução do módulo de elasticidade é maior que a redução da resistência à compressão axial em função da temperatura;
- pode-se verificar que a temperatura influencia, de forma significativa, a velocidade de propagação dos pulsos ultra-sônicos para as classes de concretos estudados. Este efeito ocorre devido ao aumento na porosidade do concreto pelo aquecimento;
- ficou evidenciado, pelos experimentos realizados, que os danos sofridos pelo concreto durante o aquecimento alteram significativamente a velocidade de propagação do pulso ultra-sônico no mesmo;



- o método de ultra-som mostrou-se eficaz para detectar as perdas de propriedades mecânicas nas 2 amostras de concreto submetidas a altas temperaturas;
- as curvas de correlação obtidas permitirão a avaliação de estruturas sinistradas na região da Grande Florianópolis que foram construídas com concretos silicosos e classes de resistência C28 e C35. Estas correlações abrem caminho para a possibilidade de se desenvolver procedimentos para averiguar a extensão e gravidade dos danos causados ao concreto pelo aquecimento a altas temperaturas, por meio de ensaios não-destrutivos como o ultra-som.

Como sugestões para trabalhos futuros, têm-se:

- estudar as propriedades físico-mecânicas residuais de concretos submetidos a elevadas temperaturas e resfriados com água, simulando o choque térmico que as estruturas de concreto armado incendiadas sofrem no momento do combate ao incêndio com água;
- verificar a potencialidade do método indireto de ultra-som para a determinação da espessura da camada de concreto degradada pelo incêndio;
- analisar microscopicamente as mudanças que ocorrem com a introdução da temperatura na interface entre a pasta de cimento e o agregado (zona de transição);
- realizar ensaios de difração de raios-X nos concretos aquecidos em diversas faixas de temperatura, a fim de mapear as perdas e transformações que ocorrem nos componentes químicos da pasta de cimento;
- estudar as possíveis mudanças que ocorrem nos concretos aquecidos quanto à carbonatação;
- estabelecer uma metodologia que permita avaliar estruturas degradadas por incêndios através de ensaios não-destrutivos;
- estudar as propriedades residuais de concretos com fibras.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, D. F. **As estruturas de concreto armado e o fogo – comportamento – consequências – restauração**. São Paulo: PCC-EPUSP, 1984. (Dissertação de mestrado – Escola politécnica da Universidade de São Paulo).

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements**. ACI 216R-89. ACI. New York, 1996.

\_\_\_\_\_. **ACI 364.1R**, 1993, Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation, ACI Material Journal, Sep/Oct., pp.479-498.

\_\_\_\_\_. **ACI COMMITTEE 228**. In-Place Methods to Estimate Concrete Strength. ACI 228.1R-95, EUA, 1995, 37 pp.

\_\_\_\_\_. **ACI COMMITTEE 228**. Nondestructive test Methods for Evaluation of Concrete in Structures. ACI 228.2R-98, EUA, 1998, 62 pp.

\_\_\_\_\_. CAN CONCRETE INSTITUTE. **Committee 228. (ACI 228 IR-89)** In-place methods for determination of strength of concrete. ACI Manual of concrete practice, part. 3, Detroit, 1989.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Methods for Fire Test of Building Construction and Materials**. E 119 – 00a. USA, 2000.

ANDERBERG, Y. **Thermal properties & analysis**. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, 2003, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003e. 13p. Apostila.

\_\_\_\_\_. **Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo**. NBR 5628. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

\_\_\_\_\_. **Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações**. NBR 14432. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

\_\_\_\_\_. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. NBR 15200. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

\_\_\_\_\_. NBR 12817 – **Concreto Endurecido – Determinação do Calor Específico**. Rio de Janeiro, 1993.

\_\_\_\_\_. **NBR 5738 – Moldagem e Cura de Corpos-de-Prova Cilíndricos ou Prismáticos de Concreto**. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 5739: Concreto – Ensaios de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos**. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado.** Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 8802: Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica.** Rio de Janeiro, 1994.

BENEDETTI, A. (1998) On the Ultrasonic Pulse Propagation into Fire Damage Concrete. **ACI Structural Journal**. V. 95, n. 3.

BERTO (1988) **Resistência ao fogo**. In: Tecnologia edificações. São Paulo. Ed. Pini, Pg. 361-364.

BUCHANAN, A. H., structural design for fire safety. Chichester: Jhon Wiley & Sons Ltda, 2002.

BUNGEY, J. H. E MILLARD, S. G. (1996). **Testing of Concrete in Structures**, Blackie Academic & Professional, 3<sup>rd</sup> ed., 286 pp.

BUNGEY, J. H., “**The Testing of concrete in Structures**”, 2nd ed, Surrey University Press, 1989.

CANOVAS, M. F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. Ed. PINI. São Paulo, 1988.

CASTELLOTE, M. et al. **Microstructure: solid phases**. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE, Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003. 13p. Apostila

**CEB 208**. Fire of Concrete Structures. CEB – Comitê Euro-Internacional do Beton, Lausanne, 1991.

COLOMBO, M. e FELICETTI, R. (2007) New NDT techniques for the assessment of fire-damage concrete structures. **Fire Safety Journal**. DOI:10.1016/j.firesaf.2006.09.002.

COSTA, C.N. e PIGNATTA, V. **Estruturas de concreto armado em situação de incêndio**. XXX Jornadas sul-americanas de engenharia estrutural. Brasília. **Concrete Research**, China, v. 34, p. 1001 – 1005, November 2002.

\_\_\_\_\_. **Efeito da restrição axial às deformações térmicas em elementos de concreto sob flexão simples em situação de incêndio**. 48 CBC – Ibracon – Rio de Janeiro, 2006.

COSTA, C. N. **Estruturas de concreto em situação de incêndio**. São Paulo: PEFEPUSP, 2002. (Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Estruturas, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo)

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio**. Métodos tabulares apresentados em normas internacionais. In: V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto. **Anais**. São Paulo: EPUSP, 2002.

\_\_\_\_\_. **Dimensionamento de lajes nervuradas de concreto armado em situação de incêndio. Uma alternativa ao método tabular da NBR 15200:2004**. 49º Congresso Brasileiro do Concreto. **Anais**. Bento Gonçalves: IBRACON, 2007.

\_\_\_\_\_. **O método do tempo equivalente para o projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. In: 47º Congresso Brasileiro do Concreto. **Anais**. São Paulo: IBRACON, 2005.

CRUZ, C. R. (1966) Elastic Properties of Concrete at High Temperatures. **Journal PCA Research and Development Laboratories**, v. 8, n. 1, pp. 37-45. Also, Research Department Bulletin No. 191, Portland Cement Association.

DORNELLES, F.L.; PINTO, R.C.A. e PADARATZ, I.J. (2004), “**Influência do Posicionamento da Armadura em Medições de Ultra-som para Avaliação da Resistência à Compressão do Concreto**” Encontro Nacional do Betão Estrutural, *Actas do Congresso*, Porto, Portugal, v. 2, p. 1015-1022.

DORNELLES, F.L.; PINTO, R.C.A. e PADARATZ, I.J. (2005), “**Detecção de Falhas Internas de Concretagem Através do Uso do Ultra-Som**” *Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto*, Olinda, v. 1, p. 1-11.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings**. EN 1994-1-1. Brussels: CEN, 2004.

\_\_\_\_\_. **Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1.2: General Rules – Structural Fire Design**. EN 1992-1-2. Brussels: CEN, 2004.

\_\_\_\_\_. **Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1.2: General Rules – Structural Fire Design**. prEN 1992-1-2. Brussels: CEN, 1995.

EVANGELISTA, A.C. J. **Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos**, Tese de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2002.

FAKURY, R. H.; SILVA, V. P.; LAVALL, A. C. C. **As possíveis causas da queda do World Trade Center**. In: XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 2002, Brasília – D.F.

FLEISCHMANN, C. e BUCHANAN, A. (2002) Analytical Methods for Determining Fire Resistance of Concrete Members. In: **SFPE Handbook of Fire Protection Engineering**. 3rd ed. National Fire Protection Association

HARMATHY, T.Z. (1995) Properties of building materials. In: **The SFPE Handbook of fire protection engineering**. 2nd ed. Boston MA: Society of Fire Protection Engineers, pp. 142-155.

HARMATHY, T. Z. On the equivalent fire exposure. **Fire and Materials**. Vol. 11. NRCC: Ottawa, 1987.

\_\_\_\_\_. Properties of building materials. In: **The SFPE Handbook of fire protection engineering**. 2nd ed. Boston MA: Society of Fire Protection Engineers, 1995, pp. 142-155.

HERTZ, K. D. **Limits of spalling of fire-exposed concrete**. Fire Safety Journal, Denmark, v. 38, p. 103 – 116, August 2003.

\_\_\_\_\_. Danish Investigations on Silica Fume Concrete at Elevated Temperatures. **ACI Materials Journal**. nº 4, 1992.

INCROPERA, F.P. & DEWITT, D.P. Fundamentos de transferência de calor e de massa 4a. edição LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1998.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). **Fire-Resistance Tests – Elements of Building Construction – Part 1.1: General Requirements for Fire Resistance Testing**. ISO 834. Geneva: ISO/TC, 1990. [Revision of first edition (ISO834:1975)]

LANDI, F. R. Ação do incêndio sobre estruturas de concreto armado. **Boletim técnico nº 01/86 PCC-EPUSP**. São Paulo, 1986.

LI, M. *et al.* Mechanical properties of high-strength concrete after fire. **Cement and Concrete Research, China**, v. 34 p. 1001 – 1005, 2003.

LIE, T. T. **Structural fire protection**. ASCE manuals and reports on engineering practice, nº 78. New York: ASCE, 1992. [Prepared by ASCE Committee on Fire Protection, Structural Division, American Society of Civil Engineers]

LIM, L., BUCHANAN, A., MOSS, P. **Analysis and Design of Reinforced Concrete Slabs Exposed to Fires**. Third International Workshop “Structures in Fire”. 2004b.

LIM, L., BUCHANAN, A., MOSS, P. e FRASSEN, J.M. **Numerical Modelling of two-way Reinforced Concrete Slabs in Fire**. Engineering Structures, 26, 1081 1091. 2004a.

Lim, L.C.S. **Stability of precast concrete tilt panels in fire**. Christchurch (New Zealand): University of Canterbury, 2000. (Report Master Degree).

LIMA, R.C.A.; et al. **Difração de raios-x e ultra som: usando ensaios não destrutivos eficazes para análise de estruturas sinistradas**. 47 CBC – Ibracon – Olinda, PE, 2005.

LIMA, R.C.A.; **Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas**. Porto Alegre, 2005. (Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul).

LIN, W. M. et al. (1996) Microstructures of fire-damaged concrete. **ACI structural journal**. Detroit, v. 93, n.4, p. 199-205.

MAJORANA, C. et al. (2003) Effect of heat on concrete – Introduction. In: COURSE ON EFFECT OF HEAT ON CONCRETE. Udine, Itália: International Centre for Mechanical Sciences, 2003a. 19p. Apostila

MALHOTRA, H. L. “in Situ/Nondestructive Testing of concrete – A Global Review”, In Situ/Nondestructive Testing of Concrete, **ACI Special Publication SP-82**, American Concrete Institute, Detroit, 1984.

MALHOTRA, V. M., CARINO, N. J., editors, **CRC Handbook of Nondestructive Testing of Concrete**, 2004, CRC Press, EUA.

MARTIN, A. P. S.; et al. **Incêndio nas edificações**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Curso de graduação em Engenharia Civil. Disciplina de Patologia. Porto Alegre, 1996. Apostila.

METHA, P. Kumar, MONTEIRO, Paulo J. M. “**Concreto — estrutura, propriedades e materiais**”. Ed. PINI. São Paulo, 2008.

MINAMI, Kazutaka; TAZAWA, Ei-Ichi; TERANISHI, Shuji. “**Effect of microscopic thermal stress on mechanical properties of concrete subjected to high temperature**”. Concrete Library of JSCE N° 17. JSCE. Tokyo, June, 1991.

MONTGOMERY, D. C.; RUNGER, G. C.; **Aplied statistics and probability for engineers**. Third edition, 2002.

MORENO Jr., A. L.; BIZZO, L. B. P. Estudo do comportamento do concreto sob o efeito de temperaturas elevadas. In: **Encontro Nacional de Betão Estrutural**. Porto – Portugal, 2004.

NEVILLE, A.M. (1997) **Propriedades do concreto**. 2. ed. São Paulo: Pini.

**NIST / SEMATECH e-Handbook of Statistical Methods**, <http://www.itl.nist.gov/div898/handbook/>, 08/02/2008.

ODEEN (1985). **Fire resistance of wood structures**. V. 21, nº1, pg 34-40.

PETTERSON, O.; MAGNUSSEN, S.; THOR, J.; **Fire engineering design of steel structures**. Swedish Institute of Steel Construction. Stockholm. 1976.

PHAN, L. T, CARINO, N. J. **Fire performance of high strength concrete: research needs - National Institute of Standards and Technology, MD 20899**, Gaithersburg, May. 2000.

PHILLEO, R. Some Physical Properties of Concrete at High Temperatures. **ACI Journal**. v.54, n.10, pp. 857-864, 1958.

PINTO, R.C.A. et al. Roller Compacted Concrete Pavement Evaluated By Ultrasound Measurements, **RILEM Conference on Advanced Testing of Fresh Cementitious Materials**, Proceedings, Stuttgart, Alemanha, CD-ROM. 2006.

POON, C. et al. Strength and durability recovery of fire-damaged concrete after post fire curing, **Cement and concrete research**. V. 31, pp. 1307-1318, 2001.

Pundit manual for use with the portable ultrasonic non-destructive digital indicating tester, **C.N.S. ELECTRONICS LTD**, London.

PURKISS, John A. "**Fire safety engineering design of structures**". Butterworth Heinemann. Oxford, 2000.

RAMOS, D.V.M. (2002) **Uso do ensaio de ultra-som em concretos submetidos a elevadas temperaturas**. 48 CBC – Ibracon – Rio de Janeiro, 2006.

**RILEM , NDT 1**, 1972 , "Testing of concrete by the ultrasonic pulse method.

RILEM TC 129 MHT: **Test Methods for Mechanical properties of concrete al high temperatures**, Part 9: Shrinkage. 2000.

RILEM NDT1: **Testing of concrete by the ultrasonic Pulse Method**, 1972.

RIOS, F.C.M. **Um estudo das propriedades mecânicas do concreto submetido a elevadas temperaturas para dar suporte ao gerenciamento de riscos ed incêndio em edificações**. Recife, 2005. (Mestrado – Universidade Federal de Pernambuco – UFPE).

RODRIGUES, J. P. C. **Recuperação de estruturas danificadas por incêndio propriedades do aço e do betão**. Portugal, 1994. (Mestrado – Faculdade de Ciências e Tecnologia – Universidade de Coimbra).

SAN MARTIN *et al.* **Incêndio nas edificações**. Patologia das edificações I. Apostila do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1996.

SCHNEIDER, Ulrich. Concrete at High Temperatures – A general Review. **Fire Safety Journal**. V. 13, p. 55 – 68, 1988.

SHORT, N.R. *et al.* **Assessment of fire damaged concrete using color image analysis**. Construction and Building Materials, Birmingham, v. 15, p. 09 – 15, August 2000.

SILVA, V. P.; PIMENTA, P. M. **Curvas temperatura-tempo de um incêndio**. Boletim Técnico BT/PEF-9623. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações da escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 1996.

SOARES, P.C., PADARTAZ, I.J. e PINTO, R.C.A. (2006), **Influência da Presença de Armadura na Detecção de Falhas Internas de Concretagem Através do Uso do Ultra-som**, Anais do 48º Congresso Brasileiro do Concreto, CD-ROM, Rio de Janeiro.

SOUZA, A. A. A.; MORENO Jr., A. L. Efeito de altas temperaturas na resistência à compressão, resistência à tração e módulo de deformação do concreto. In: **V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto**. São Paulo, 2003.

STEIL, R.O. et al. Aplicabilidade de ensaios não destrutivos em estruturas de concreto: um estudo de caso. In: IBRACON 2001 – 43º Congresso Brasileiro do Concreto, 2001, Foz do Iguaçu. **Anais...** [CD-ROM]. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2001. Arquivo: I015, 14p.

STURRUP, V. R., VECCHIO, F. J., CARATIN, H. **Pulse Velocity as a Measure of Concrete Compressive Strength**, *In Situ/Nondestructive Testing of Concrete*, Special Publication SP-82, American Concrete Institute, Detroit, pp.201-228, 1984.

SWAMY R. N., AL-HAMED A. H., **The use of pulsevelocity measurements to estimate strength of air-dried cubes and hence in situ**. In *Situ/ Nondestructive Testing of Concrete*, 1984. American Concrete Institute.

TRICHÊS, G.; PINTO, R.C.A. e SILVA, A.J. (2007), "Evaluation of Roller Compacted Concrete Pavement with Bottom Ash by Ultrasound Measurements - An Experimental Study", **The International Journal of Pavement Engineering & Asphalt Technology**, v. 8, p. 22-34.

XIAO, J.; KÖNIG, G. Study on concrete at high temperature in China – an overview. **Fire Safety Jornal**. V. 39, p. 89-103, 2004.



## **ANEXOS**

## ANEXO 1

**Tabela 1:** Composição granulométrica: areia média e areia fina.

Areia média				Areia fina			
Peneira (≠) mm	Massa (g)	% Retida	% Retida acumulada	Peneira (≠) mm	Massa (g)	% Retida	% Retida acumulada
9,5	-	-	-	9,5	-	-	-
6,3	1,94	0	0	6,3	-	-	-
4,8	4,18	1	1	4,8	-	-	-
2,4	112,01	16	17	2,4	0,43	0	0
1,2	191,07	27	44	1,2	0,21	0	0
0,6	107,54	15	59	0,6	0,17	0	0
0,3	102,47	15	74	0,3	2,18	0	0
0,15	70,68	10	84	0,15	359,79	77	77
Fundo	110,11	16	100	Fundo	157,22	23	100
Total	700	100	-	Total	700	100	-

**Tabela 2:** Composição granulométrica: Brita 1 e brita 0.

Brita 1				Brita 0			
Peneira (≠) mm	Massa (g)	% Retida	% Retida acumulada	Peneira (≠) mm	Massa (g)	% Retida	% Retida acumulada
75	-	-	-	19	-	-	-
63	-	-	-	12,5	-	-	-
50	-	-	-	9,5	1.32	0	0
37,5	-	-	-	6,3	179.21	35	35
31,7	-	-	-	4,8	181.54	35	70
19	20	0	0	2,4	123.54	24	94
12,5	4.070	46	46	1,2	13.58	3	97
9,5	2.780	31	77	0,6	2.94	1	98
6,3	1.765	20	97	0,3	2.37	0	98
4,8	110	1	98	0,15	2.16	0	98
Fundo	205	2	100	Fundo	10.17	2	100
Total	8.950	100	-	Total	516.83	100	-

**Tabela 3:** Características físico-químicas da areia média e areia fina.

Areia média		Areia fina	
Módulo de finura	2,79	Módulo de finura	0,77
Dimensão máxima característica (mm)	4,8	Dimensão máxima característica (mm)	0,3
Massa específica (kg/dm <sup>3</sup> )	2,63	Massa específica (kg/dm <sup>3</sup> )	2,63
Argila em torrões (%)	0	Argila em torrões (%)	0,10
Material pulverulento (%)	8,5	Material pulverulento (%)	1,5
Matéria orgânica	Menor que a padrão	Matéria orgânica	Menor que a padrão
Massa unitária (kg/dm <sup>3</sup> )	1448	Massa unitária (kg/dm <sup>3</sup> )	1367
Materiais carbonosos (%)	0	Materiais carbonosos (%)	0

**Tabela 4:** Características físico-químicas da brita 1 e brita 0.

Brita 1		Brita 0	
Módulo de finura	6,65	Módulo de finura	5,55
Dimensão máxima característica (mm)	19	Dimensão máxima característica (mm)	9,5
Massa específica (kg/dm <sup>3</sup> )	2,64	Massa específica (kg/dm <sup>3</sup> )	2,62
Material pulverulento (%)	0,70	Material pulverulento (%)	1,30
Massa unitária solta (kg/dm <sup>3</sup> )	1,39	Massa unitária (kg/dm <sup>3</sup> )	1,34
Massa unitária compactada (kg/dm <sup>3</sup> )	1,60	Massa unitária compactada (kg/dm <sup>3</sup> )	1,54

**Tabela 5:** Características físicas do cimento.

	<b>Média</b>	<b>Desvio padrão</b>	<b>Mínimo</b>	<b>Máximo</b>
<b>Material retido na <math>\neq</math> 200 (%)</b>	0,29	0,12	0,1	0,8
<b>Material retido na <math>\neq</math> 325 (%)</b>	2,38	0,67	1,1	4,7
<b>Blaine (cm<sup>2</sup>/g)</b>	4740	104	4450	4920
<b>Água de consistência (%)</b>	30,24	0,33	29,7	30,8
<b>Início de pega (Horas)</b>	3:54	00:21	3:20	4:45
<b>Fim de pega (Horas)</b>	4:59	00:23	4:15	5:55
<b>Expansibilidade a quente (mm)</b>	0	0	0	0
<b>Resistência (3 dias) (MPa)</b>	24,38	0,51	23,40	25,5
<b>Resistência (7 dias) (MPa)</b>	28,98	0,72	27,60	30,30
<b>Resistência (28 dias) (MPa)</b>	41,58	0,79	40,20	42,90

**Tabela 6:** Características químicas do cimento.

	<b>Média</b>	<b>Desvio padrão</b>	<b>Mínimo</b>	<b>Máximo</b>
<b>Massa específica (g/cm<sup>3</sup>)</b>	2,83	-	-	-
<b>Perda ao fogo (%)</b>	3,17	0,31	2,60	3,98
<b>Dióxido de silício (%)</b>	31,26	0,41	30,43	32,62
<b>Óxido de alumínio (%)</b>	11,33	0,27	10,78	12,23
<b>Óxido de ferro (%)</b>	3,63	0,08	3,49	3,87
<b>Óxido de cálcio (%)</b>	42,11	0,55	40,42	43,42
<b>Óxido de magnésio (%)</b>	4,91	0,08	4,76	5,15
<b>Óxido de potássio (%)</b>	1,36	0,03	1,31	1,43
<b>Óxido de sódio (%)</b>	0,07	0,00	0,07	0,07
<b>Trióxido de enxofre (%)</b>	2,59	0,12	2,39	2,84
<b>Resíduo insolúvel (%)</b>	30,00	1,06	27,55	33,38
<b>Dióxido de carbono (%)</b>	2,38	0,20	1,84	2,77

## ANEXO 2

**Tabela 7: Resultados (Grupo 1)**

<b>Grupo 1</b>							
<b>Amostra</b>	<b>Temperatura (°C)</b>	<b>Vel. Inicial (m/s)</b>	<b>Vel. Final (m/s)</b>	<b>E (GPa)</b>	<b>Fc. (MPa)</b>	<b>Massa in. (kg)</b>	<b>Massa fi. (kg)</b>
CP1	20,00	4493,09	4493,09	39,11	37,36	3,69	3,69
CP2	20,00	4439,36	4439,36		38,07	3,67	3,67
CP3	20,00	4431,82	4431,82	51,42	31,65	3,61	3,61
CP4	20,00	4273,13	4273,13	41,95	47,11	3,68	3,68
CP5	20,00	4936,06	4936,06	33,91	43,99	3,69	3,69
CP6	20,00	4884,91	4884,91	39,09	30,88	3,67	3,67
CP7	20,00	4873,10	4873,10	36,11	43,85	3,61	3,61
CP8	20,00	4847,72	4847,72	33,71	41,07	3,68	3,68
CP9	300,00	5268,82	3896,62	24,65	36,62	3,66	3,47
CP10	300,00	5344,35	3943,09	26,12	35,75	3,68	3,49
CP11	300,00	5132,28	3919,19	21,49	26,59	3,68	3,49
CP12	300,00	5229,11	3927,13	20,97	29,62	3,69	3,50
CP13	300,00	5226,67	3927,86	19,22	33,66	3,66	3,47
CP14	300,00	5256,06	3838,58	26,12	37,08	3,69	3,50
CP15	300,00	5284,55	3915,66	23,15	34,38	3,71	3,51
CP16	300,00	5302,20	3906,88	20,21	30,20	3,67	3,47
CP17	500,00	4974,49	3145,16	10,04	34,19	3,67	-
CP18	500,00	4960,84	2887,54	9,73	31,78	3,66	-
CP19	500,00	4962,03	2942,94	9,25	33,87	3,68	-
CP20	500,00	4849,25	2955,59	9,39	32,14	3,66	-
CP21	500,00	4835,44	2929,45	10,57	32,34	3,67	-
CP22	500,00	4846,15	-	-	-	3,70	-
CP23	500,00	4923,08	3076,92	10,60	34,95	3,71	-
CP24	500,00	4924,24	2941,18	9,96	29,79	3,71	-
CP25	700,00	4673,12		0,96	10,39	3,63	-
CP26	700,00	4710,14	1045,58	1,10	11,18	3,70	3,43
CP27	700,00	4718,83	1155,69	0,82	9,40	3,68	3,41
CP28	700,00	4685,99	1018,37	0,83	11,54	3,67	3,40
CP29	700,00	4850,00	1064,76	-	-	3,67	3,41
CP30	700,00	4825,00	1122,09	0,87	9,12	3,56	3,31
CP31	700,00	4949,24	-	-	-	3,70	-
CP32	700,00	4936,71	1107,95	1,01	9,98	3,72	3,44
CP33	900,00	4788,03	-	-	-	3,65	-
CP34	900,00	4735,58	-	-	-	3,64	-
CP35	900,00	4575,47	600,62	0,14	1,58	3,56	3,29
CP36	900,00	4617,22	563,50	0,15	2,52	3,63	3,35
CP37	900,00	4769,98	511,69	0,12	2,14	3,71	3,41
CP38	900,00	4707,32	554,76	-	-	3,61	3,32
CP39	900,00	4663,46	516,92	0,14	2,29	3,61	3,34
CP40	900,00	4758,45	633,85	0,24	2,67	3,66	3,38

Tabela 8: Resultados (Grupo 2)

Grupo 2							
Amostra	Temperatura (°C)	Vel. Inicial (m/s)	Vel. Final (m/s)	E (GPa)	Fc. (MPa)	Massa in. (kg)	Massa fi. (kg)
CP51	20,00	4588,24	4588,24	40,20	43,62	3,72	3,72
CP52	20,00	4626,17	4626,17	59,81	34,78	3,64	3,64
CP53	20,00	4584,32	4584,32	35,40	47,29	3,60	3,60
CP54	20,00	4526,56	4526,56	37,45	53,09	3,71	3,71
CP55	20,00	4987,08	4987,08	38,52	51,50	3,72	3,72
CP56	20,00	5038,76	5038,76	37,24	49,78	3,64	3,64
CP57	20,00	5064,60	5064,60	37,35	46,63	3,60	3,60
CP58	20,00	4948,98	4948,98	36,24	57,49	3,71	3,71
CP59	300,00	4828,43	3870,33	23,53	39,24	3,76	3,56
CP60	300,00	4912,72	3947,90	21,33	32,11	3,73	3,53
CP61	300,00	4936,39	3887,78	21,83	37,99	3,65	3,45
CP62	300,00	4791,15	3816,05	23,86	37,59	3,64	3,45
CP63	300,00	4718,83	3860,00	-	29,79	3,66	3,45
CP64	300,00	4742,01	3891,13	21,83	38,20	3,62	3,43
CP65	300,00	4697,34	3927,13	23,59	37,23	3,56	3,37
CP66	300,00	4802,96	3823,53	26,71	40,16	3,41	-
CP67	500,00	4873,74	2529,49	8,67	29,46	3,67	3,40
CP68	500,00	4701,83	-	-	-	4,05	-
CP69	500,00	4812,97	2601,08	7,71	28,50	3,66	3,41
CP70	500,00	4826,73	2805,76	9,87	28,62	3,71	3,45
CP71	500,00	4812,03	2746,78	10,16	28,70	3,64	3,39
CP72	500,00	4777,23	2583,67	9,56	33,26	3,64	3,38
CP73	500,00	4801,00	2569,91	8,05	28,90	3,67	3,41
CP74	500,00	4778,33	-	-	-	3,68	-
CP75	700,00	4681,37	-	-	-	3,67	-
CP76	700,00	4692,87	-	-	-	3,67	-
CP77	700,00	4713,22	-	-	-	3,64	-
CP78	700,00	4606,21	1061,02	1,00	11,33	3,69	3,41
CP79	700,00	4676,26	1055,19	1,05	11,89	3,70	3,42
CP80	700,00	4766,58	-	-	-	3,60	-
CP81	700,00	4708,74	-	-	-	3,68	-
CP82	700,00	4714,64	998,95	0,90	11,92	3,58	3,30
CP83	900,00	4837,91	-	-	-	3,67	-
CP84	900,00	4386,36	632,79	0,26	4,05	3,66	3,37
CP85	900,00	4754,90	791,84	0,45	4,51	3,68	3,37
CP86	900,00	4791,15	-	-	-	3,55	-
CP87	900,00	4845,36	649,84	0,25	3,82	3,69	3,38
CP88	900,00	4860,76	554,11	0,25	3,82	3,57	3,27
CP89	900,00	4900,00	-	-	-	3,72	-
CP90	900,00	4767,73	716,65	0,31	4,20	3,70	3,39